



UNIVERSIDADE DE  
COIMBRA

Tiago Edgar Ferreira Da Silva

ANÁLISE DA ESTABILIDADE DA ENCOSTA DO  
MIRADOURO DE SÃO PEDRO DE ALCÂNTARA, LISBOA

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Geotecnia, orientada pelo Professor Doutor António Manuel Gonçalves Pedro e pelo Professor Doutor Alexandre Pinto e apresentada ao Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

Fevereiro 2020



**FCTUC** DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL  
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

Tiago Edgar Ferreira Da Silva

# **Análise da estabilidade da encosta do Miradouro de São Pedro de Alcântara, Lisboa**

## **Analysis of the slope stability of the São Pedro de Alcântara viewpoint in Lisbon**

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Geotecnia,  
orientada pelo Professor Doutor António Manuel Gonçalves Pedro e pelo Professor Doutor Alexandre Pinto

Esta Dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor.  
O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer  
responsabilidade, legal ou outra, em relação a erros ou omissões  
que possa conter.

Fevereiro 2020

## AGRADECIMENTOS

A presente dissertação de mestrado não poderia chegar ao fim sem a preciosa ajuda e apoio de várias pessoas.

Queria então deixar em primeiro lugar os meus agradecimentos ao Professor Doutor António Pedro por toda a ajuda, por toda a paciência, por toda a disponibilidade para esclarecer toda e qualquer dúvida que foi surgindo ao longo da dissertação. Sem a orientação do professor a presente dissertação jamais chegaria a bom porto.

Gostava também de agradecer ao Professor Doutor Alexandre Pinto pela oportunidade de trabalhar este tema e por todos os ficheiros técnicos disponibilizados que permitiram o estudo exaustivo do caso do Miradouro São Pedro de Alcântara.

Agradeço aos meus pais pelo apoio incondicional, motivando, confiando e incentivando para continuar a lutar e nunca baixar os braços. Nunca esquecendo o apoio financeiro que eles prestaram em todo o meu percurso académico, que sem eles nunca poderia ter chegado onde cheguei. Não esquecendo o meu irmão agradeço por todo o carinho que demonstrou por mim em todo o meu percurso académico. E a toda a minha família que sempre me apoiou em todo o meu percurso.

Não posso passar sem um grande agradecimento à minha namorada, pela paciência demonstrada no caminho que já percorremos, pelo companheirismo, pelo carinho, pelo apoio e por não me deixar baixar a cabeça nos momentos mais difíceis.

Aos meus amigos que sempre estiveram presentes em todas as fases da minha vida, e que me ajudaram das decisões importantes ao longo da minha vida académica, com especial agradecimento ao Eng. Fernando Rafael ao Eng. Manuel Arieiro e ao Eng. Filipe Lobo.

Um último agradecimento ao Sr. Ricardo pelas horas extras que fiquei no departamento, por nunca ter deixado que nada me faltasse e pela amizade que lhe guardo.

## RESUMO

A presente dissertação está inserida no âmbito da temática da estabilidade de taludes em meio urbano, apresentando-se nela o caso do Miradouro de São Pedro de Alcântara em Lisboa. Através das patologias existentes, ao nível das plataformas e dos muros de suporte, e da avaliação dos resultados da monitorização implementada, confirmou-se a existência de problemas de estabilidade na encosta onde o Miradouro está inserido, que poderiam inclusivamente levar ao seu colapso caso não fosse efetuada a sua estabilização. Procurando evitar o colapso e resolver os problemas estruturais existente, foi concebida uma solução de reforço do talude que consistiu na execução de duas paredes contínuas de estacas ligadas por intermédio de contrafortes.

Neste trabalho, depois de devidamente enquadrada a temática em estudo, apresenta-se detalhadamente o caso do Miradouro de São Pedro de Alcântara em Lisboa, desde os resultados da monitorização e prospeção, passando pela descrição da solução implementada até à validação da solução adotada. Por forma a estudar soluções de reforço alternativas, e procurando uma adequada relação entre segurança e custo, efetuou-se a modelação numérica da encosta recorrendo a modelos de elementos finitos tridimensionais. O modelo foi inicialmente calibrado tendo por base as condições de pré-rotura antes da execução da estabilização. Posteriormente estudaram-se soluções alternativas que incluíram reforços pontuais, contínuos e em caixões. O estudo efetuado permitiu concluir que reforços pontuais e contínuos melhoram a estabilidade, mas não garantem um fator de segurança adequado. Por sua vez os reforços em caixões, similares aos utilizados em obra, são mais eficazes embora os resultados demonstrem que aparentemente não seria necessário utilizar uma solução tão pesada podendo-se aligeirar o número de caixões e assim diminuir o custo da intervenção sem comprometer a sua segurança.

**Palavras-chave:** Estabilidade de taludes; Muros de suporte; Monitorização; Fator de segurança; Modelação numérica.

## ABSTRACT

This dissertation approaches the thematic of slope stability in urban environments, presenting the case study of the São Pedro de Alcântara viewpoint in Lisbon. Through the observed pathologies, at the level of the platforms and on the support walls, and based on the monitoring data, it was possible to confirm the existence of stability problems on the slope where the viewpoint is located, which could even lead to its failure if stabilization works were not performed. In order to avoid failure and solve the existing structural problems a reinforcement structure that consisted on the execution of two continuous rows of piles connected by buttresses was constructed.

In this work, after an introduction to the topic, the case of the São Pedro de Alcântara viewpoint in Lisbon is presented in detail, starting with the results of the monitoring and of the geotechnical survey, going through the description of the implemented solution and finishing with the validation of the adopted solution. In order to study alternative reinforcement solutions, with adequate relationship between safety and cost, numerical modelling of the slope was carried out using three-dimensional finite element models. The model was initially calibrated based on the pre-failure conditions observed before the stabilization works were performed. Subsequently, alternative solutions were assessed which included the use of isolated, continuous and caissons reinforcements. The results showed that isolated and continuous reinforcements improve stability, but do not guarantee an adequate safety factor. In contrast, the use of caissons, similar to those used on site, are more effective although the results demonstrate that apparently it would not be necessary to use such a cumbersome solution, since a reduction of the number of caissons would not compromise the safety and would result in a smaller cost.

**Keywords: Slope stability; Retaining walls; Monitoring; Safety factor; Numerical modelling.**

## ÍNDICE

AGRADECIMENTOS .....	i
RESUMO .....	ii
ABSTRACT .....	iii
ÍNDICE.....	iv
ÍNDICE DE FIGURAS .....	vi
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Objetivos da dissertação .....	1
1.2 Estrutura da dissertação .....	2
2 ENQUADRAMENTO .....	3
2.1 Generalidades .....	3
2.2 Causas de Rotura de Taludes.....	4
2.3 Mecanismos de Rotura de Taludes.....	6
2.4 Métodos de Análise de Estabilidade de Taludes .....	8
2.5 Soluções de Estabilização e Proteção de Taludes .....	11
2.5.1 Alteração da Geometria do Talude.....	11
2.5.2 Drenagem .....	12
2.5.3 Medidas de Reforço Interno .....	14
2.5.3.1 Pregagens.....	14
2.5.3.2 Ancoragens .....	15
2.5.3.3 Estacas de Betão .....	16
2.5.3.4 Jet-grouting.....	17
2.5.4 Estruturas de Contenção .....	17
3 O CASO DO MIRADOURO DE SÃO PEDRO DE ALCÂNTARA.....	22
3.1 Enquadramento.....	22
3.2 Principais indicadores de instabilidade .....	25
3.3 Condições locais .....	26
3.3.1 Maciço suportado .....	26
3.3.2 Muros de Suporte .....	28
3.4 Resultados iniciais da monitorização .....	31
3.4.1 Monitorização topográfica.....	31
3.4.2 Monitorização inclinométrica.....	32
3.4.3 Monitorização do nível de água.....	34

---

3.5	Condicionantes da realização do projeto .....	34
3.6	Solução adotada no projeto.....	36
3.7	Resultados da monitorização após a reabilitação .....	40
4	ANÁLISE DA ESTABILIDADE DA ENCOSTA .....	42
4.1	Introdução.....	42
4.2	Modelo de elementos finitos .....	42
4.2.1	Características gerais do modelo .....	42
4.2.2	Caraterísticas do solo e das estruturas de suporte.....	43
4.2.3	Malha utilizada no modelo e cargas aplicadas .....	44
4.2.4	Faseamento considerado.....	45
4.3	Calibração do modelo .....	45
4.3.1	Fase 1.....	45
4.3.2	Fase 2.....	47
4.3.3	Fase 3.....	48
4.3.4	Parâmetros de referência adotados .....	50
4.4	Influência da geometria do muro.....	52
4.5	Influência das condições fronteira do modelo 3D.....	53
4.6	Análise das soluções de reforço do talude.....	55
4.6.1	Reforços pontuais .....	56
4.6.2	Reforços contínuos .....	59
4.6.3	Reforço em caixões .....	60
4.6.4	Discussão de resultados .....	62
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	65
5.1	Conclusões.....	65
5.2	Desenvolvimentos futuros .....	67
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	68

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Exemplo de Taludes Naturais, a) - (Mason, 2019), b) - (Jamal, 2019).....	3
Figura 2.2 - Exemplo de Taludes Artificiais (Adaptado de Google Earth).....	3
Figura 2.3 – Exemplo de descontinuidades, a) - ( George, 2010) ; b) - (Shang & Hencher, 2016). .....	4
Figura 2.4 – Causas de uma drenagem insuficiente, (Pedro & Sousa, 2018).....	5
Figura 2.5 - Efeitos hidrológicos e mecânicos da vegetação, (Coppin & Richards, 2007)...	5
Figura 2.6 - Escorregamento linear (Guerra, 2008).....	6
Figura 2.7 - Escorregamento de uma superfície curva (Guerra, 2008). ....	6
Figura 2.8 - Movimento de fluxo (Adaptado de Hunt, 2005).....	7
Figura 2.9 - Desmoronamento provocado por erosão; (Hunt, 2005).....	7
Figura 2.10 - Maciços rochoso fragmentado; (Wyllie & Mah, 2004).      Figura 2.11 - Basculamento; (Hunt, 2005).....	8
Figura 2.12 –Método das fatias: a) massa de terra em análise, (Chowdlury et al, 2010); b) fatia genérica com as forças aplicadas, (Matos Fernandes, 2011).	
Figura 2.13 - Redução do ângulo do pé do talude; (Adaptado de Ishibashi e Hazarika ,2015) .....	12
Figura 2.14 - Execução de um degrau ou banquetta no talude, (Adaptado de Ishibashi e Hazarika ,2015).....	12
Figura 2.15 - Redução da altura do talude; (Adaptado de Ishibashi e Hazarika ,2015).....	12
Figura 2.16 - Escavação e aterro no pé do talude ( Oliveira, 2010). ....	12
Figura 2.17- Drenagem superficial (Adaptado de Google Earth) .....	13
Figura 2.18 - Exemplos de drenagens profundas (Hazarika & Ishibashi, 2015).....	14
Figura 2.19 - Pregagens em talude quase vertical (adaptado de Brito (2001).....	14
Figura 2.20 – Ancoragens em taludes; (JBP, 2012). ....	15
Figura 2.21 – Exemplo de ancoragens em taludes, (Anon., 2015).....	16
Figura 2.22 – Micro-estacas de betão em taludes (adaptado de (Kouretzis, 2018)).....	16
Figura 2.23 - Processo de JetGrouting (Bauer, 2017). ....	17

Figura 2.24 – a) - Muro de betão armados em L; b) - Muro de betão ciclópico, Pedro & Sousa (2018) .....	18
Figura 2.25 – a) - Muro de gabiões; b) - Muro de blocos, Pedro & Sousa (2018).....	18
Figura 2.26 - Muro de betão com contrafortes, Pedro & Sousa (2018) .....	19
Figura 3.1 - Miradouro de S. Pedro de Alcântara (adaptado de Google Earth) .....	22
Figura 3.2 - Vista do Miradouro e das principais ruas ( adaptado de Google Earth) .....	23
Figura 3.3 - Perfil transversal do miradouro S. Pedro de Alcântara (adaptado JET <sub>SJ</sub> 2017 a)) .....	24
Figura 3.4 - a) Plataforma superior (adaptado de Google Earth) ; b) Plataforma inferior (Imagens capturadas pela JET <sub>SJ</sub> em Abril de 2016).....	24
Figura 3.5 - a) Perspetiva da via rodoviária de acesso a parte da Rua das Taipas (adaptado de Google Earth), b) Vista da Travessa do Fala-Só (adaptado de Google Earth).....	24
Figura 3.6 – a) Fendilhação do muro da Zona 2 (Sul); b) Abatimento do solo na plataforma inferior; c) Fendilhação do muro da Zoan 1 (Norte), (Imagens capturadas pela JET <sub>SJ</sub> em Abril de 2016).....	25
Figura 3.7 - Planta de localização dos furos de sondagem (relatório da Geotest (2012))...	26
Figura 3.8 - Modelo de zonamento geotécnico (adaptado de JET <sub>SJ</sub> , 2017) .....	27
Figura 3.9 - Aspeto da abertura da vala de inspeção na plataforma inferior (Geocontrole, 2016). .....	29
Figura 3.10 – Extração de testemunho (Geocontrole, 2016).....	29
Figura 3.11 - Ficha de prospeção CB1 (Geocontrole, 2016).....	30
Figura 3.12 -Dimensões do muro da .....	31
Figura 3.13 - Dimensões do muro da plataforma inferior. ....	31
Figura 3.14 – Dimensões do muro de suporte da Rua das Taipas.....	31
Figura 3.15 - Localização das zonas instrumentadas no muro da plataforma inferior.....	32
Figura 3.16 – Exemplo de leitura de inclinómetros (Pinto, et al., 2018).....	34
Figura 3.17 - Planta de implantação das estacas e vigas adaptado de (Pinto, et al., 2018).	36
Figura 3.18 - Alçado da implantação das estacas e vigas (JET <sub>SJ</sub> 2017) .....	36
Figura 3.19 - Planta da zona de contrafortes, .....	Figura 3.20 - Trabalhos de execução dos contrafortes, .....
Figura 3.21 - Trabalhos de execução dos varões pré-esforçados, (Imagens capturadas pela JET <sub>SJ</sub> 2017). .....	38
Figura 3.22 - Trabalhos de execução do aterro com agregado leve, (Imagens capturadas pela JET <sub>SJ</sub> 2017). .....	38
Figura 3.23 - Reabilitação dos sistemas de drenagem existentes, (Imagens capturadas pela JET <sub>SJ</sub> ).....	39

Figura 3.24 - Drenagem da plataforma inferior em aterro de agregado leve (Imagens capturadas pela JET <sub>SJ</sub> ).....	39
Figura 3.25 - Miradouro de S. Pedro de Alcântara atualmente (adaptado de Google) .....	40
Figura 3.26 - Pós reabilitação do muro da plataforma inferior, (Imagens capturadas por JET <sub>SJ</sub> ). .....	40
Figura 3.27 – Localização de todos os pontos topográficos Geoide (2018).....	41
Figura 4.1 – Modelo de elementos finitos RS3. ....	43
Figura 4.2 – Malha de elementos finitos utilizada no modelo.....	44
Figura 4.3 – Fase 1: Superfície de deslizamento para o cenário 1 - FS = 0.5 .....	46
Figura 4.4 – Fase 1: Superfície de deslizamento para o cenário 2 - FS = 2.0 .....	46
Figura 4.5 – Fase 2: Superfície de deslizamento para o cenário 1 - FS = 1.7 .....	48
Figura 4.6 – Fase 2: Superfície de deslizamento para o cenário 2 - FS = 2.2 .....	48
Figura 4.7 – Fase 3: Superfície de deslizamento para o cenário 1 - FS = 2.6 .....	49
Figura 4.8 – Fase 3: Superfície de deslizamento para a validação do modelo - FS = 1.0... ..	50
Figura 4.9 – Superfície de deslizamento para os parâmetros de referência - FS = 1.1 .....	51
Figura 4.10 – Pontos plastificados para os parâmetros de referência.....	51
Figura 4.11 – Representação comparativa, dos deslocamentos no modelo com os .....	52
Figura 4.12 – Superfície de deslizamento para o muro com maior comprimento - FS = 1.153	
Figura 4.13 – Superfície de deslizamento para o muro com maior espessura - FS = 1.2 ...	53
Figura 4.14 – Ponto do miradouro onde poderá existir influência das condições fronteira, (adaptado de Google.....	54
Figura 4.15 – Condições fronteira das três análises avaliadas .....	54
Figura 4.16 – Superfície de deslizamento no modelo com 130m sem restrições - FS = 1.155	
Figura 4.17 - Superfície de deslizamento no modelo com 130m com restrição lateral parcial - FS = 3.9 .....	55
Figura 4.18 - Superfície de deslizamento no modelo com 130m com restrição lateral total - FS = 4.2.....	55
Figura 4.19 – 8 painéis de estacas pontuais.....	56
Figura 4.20 – Superfície de deslizamento - FS = 1.3 .....	56
Figura 4.21 – 16 painéis de estacas pontuais em dois alinhamentos desencontrados .....	57
Figura 4.22 - Superfície de deslizamento - FS = 1.4 .....	57
Figura 4.23 – 9 painéis de estacas pontuais colocados perpendicularmente aos muros.....	58
Figura 4.24 - Superfície de deslizamento - FS = 1.3 .....	58
Figura 4.25 - 17 painéis de estacas pontuais colocados perpendicularmente aos muros ....	58

Figura 4.26 - Superfície de deslizamento - FS = 1.5 .....	58
Figura 4.27 – Parede contínua junto ao patamar superior .....	59
Figura 4.28 - Superfície de deslizamento - FS = 1.3 .....	59
Figura 4.29 - Parede contínua a meio do patamar inferior .....	60
Figura 4.30 - Superfície de deslizamento - FS = 1.5 .....	60
Figura 4.31 – 2 paredes contínuas .....	60
Figura 4.32 - Superfície de deslizamento - FS = 1.7 .....	60
Figura 4.33 - 6 caixões .....	61
Figura 4.34 - Superfície de deslizamento - FS = 1.8 .....	61
Figura 4.35 - 8 caixões .....	61
Figura 4.36 - Superfície de deslizamento - FS = 1.9 .....	61
Figura 4.37 - Reforço utilizado pela empresa JET <sub>SJ</sub> .....	62
Figura 4.38 - Superfície de deslizamento - FS = 2.0 .....	62
Figura 4.39 – Solução alternativa à proposta pela empresa JET <sub>SJ</sub> .....	64

## 1 INTRODUÇÃO

O desenvolvimento das grandes cidades e o aumento da população leva à ocupação / utilização de zonas mais acidentadas e com piores condições para a construção. Neste sentido a estabilização de taludes em zonas urbanas apresenta uma inegável importância, sendo este aspeto particularmente relevante na cidade de Lisboa, que devido a sua orografia particular, é conhecida pela cidade das sete colinas. Como tal, existe uma necessidade constante de se avaliarem as condições dos taludes existentes, e num possível caso de carência, se realizarem intervenções corretivas mais ou menos profundas com vista a evitar o colapso, que poderia acarretar elevados prejuízos tanto a nível económico como a nível humano. Para um adequado dimensionamento das estruturas de contenção de taludes é necessário avaliar criteriosamente as particularidades geológicas e geotécnicas existentes nos diversos locais, quantificar as ações internas e de agentes externos e prever, tanto quanto possível, o impacto que possíveis adaptações a novas condições possam ter na estrutura.

Dentro desta temática pode considerar-se o caso do Miradouro de São Pedro de Alcântara que se encontra inserido na encosta que se desenvolve junto ao centro histórico de Lisboa, entre a Rua de São Pedro de Alcântara e a Travessa Fala-Só. Em 2016, durante uma inspeção ao jardim, foram detetadas diversas patologias nos muros de suporte do miradouro, nomeadamente alguns assentamentos diferenciais e fissuras nas estruturas de suporte de terras. Para evitar um agravamento das condições que levasse a um potencial colapso as estruturas de suporte do miradouro foram alvo de uma campanha de monitorização e observação que permitam concluir acerca da necessidade urgente de reforço das estruturas de contenção. A solução de reforço preconizada consistiu na execução de duas cortinas de estacas transversalmente ligadas por contrafortes, localizada ao nível da plataforma inferior. A monitorização efetuada em fase subsequente à obra permitiu concluir acerca da estabilidade alcançada com este reforço tendo-se assim conseguido evitar elevados prejuízos materiais e potencialmente humanos.

### 1.1 Objetivos da dissertação

O objetivo da presente dissertação consiste em avaliar a estabilização efetuada no Miradouro de São Pedro de Alcântara em Lisboa, propondo outras alternativas que pudessem ter um desempenho igualmente aceitável e que fossem igualmente atrativas ao nível do custo global

da intervenção. Para tal, procedeu-se numa primeira fase ao enquadramento da temática e à descrição detalhada do caso do Miradouro de São Pedro de Alcântara, apresentando os resultados da monitorização efetuada, os estudos efetuados e a solução preconizada para o reforço. Numa segunda fase e recorrendo ao programa de elementos finitos RS3, efetuou-se a retroanálise do talude, tendo por objetivo conseguir calibrar o modelo tendo por comparação os resultados da instrumentação. Por fim, testaram-se diferentes soluções alternativas para o reforço efetuando uma comparação destas com a solução construtiva utilizada.

## **1.2 Estrutura da dissertação**

A dissertação encontra-se organizada em cinco capítulos, sendo no primeiro efetuada a introdução e apresentados os objetivos da dissertação. No segundo capítulo estão expostos os principais fundamentos teóricos considerados relevantes para a compreensão do documento. Por sua vez no terceiro capítulo são apresentados detalhadamente, os elementos base da obra, as condicionantes do projeto, os resultados da monitorização inicial, a solução adotada e a sua validação tendo por base os resultados da instrumentação. No quarto capítulo efetua-se a análise da estabilidade do talude, apresentando-se o modelo numérico tridimensional utilizado e efetuando a sua calibração que serve de base para testar diferentes soluções de reforço. No último capítulo são apresentadas as conclusões da dissertação.

## 2 ENQUADRAMENTO

### 2.1 Generalidades

O nome genérico talude abrange quaisquer superfícies inclinadas que limitam um maciço de terra e/ou rocha (Caputo, 1923). Segundo Bowles (1982) e Caputo (1923), podem distinguir-se dois tipos de taludes, podendo estes ser naturais (Figura 2.1), como no caso de encostas, ou artificiais (Figura 2.2), como em taludes de aterros. Os taludes artificiais são provenientes de necessidades humanas, estando relacionados geralmente com obras como barragens de terra, aterros viários e escavações, enquanto que os taludes naturais são aqueles que advêm de processos geológicos ou de ações ambientais (Bowles, 1982).

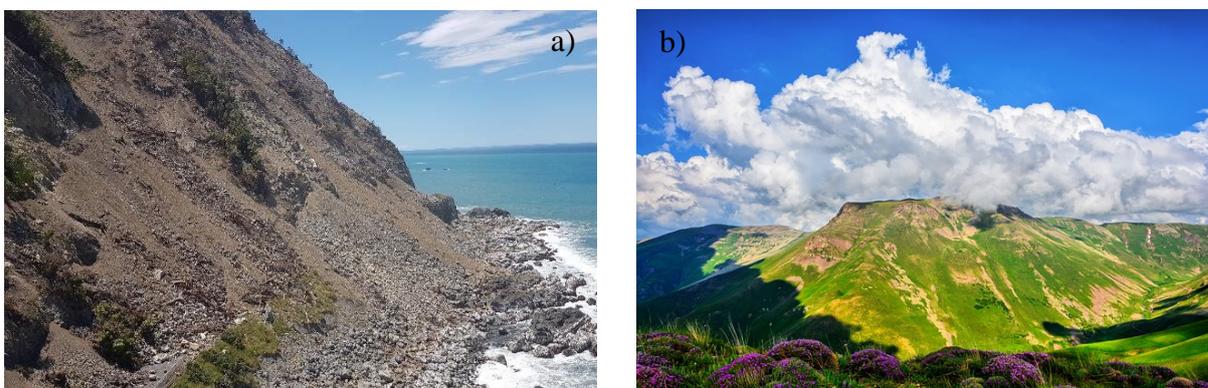


Figura 2.1 – Exemplo de Taludes Naturais, a) - (Mason, 2019), b) - (Jamal, 2019).

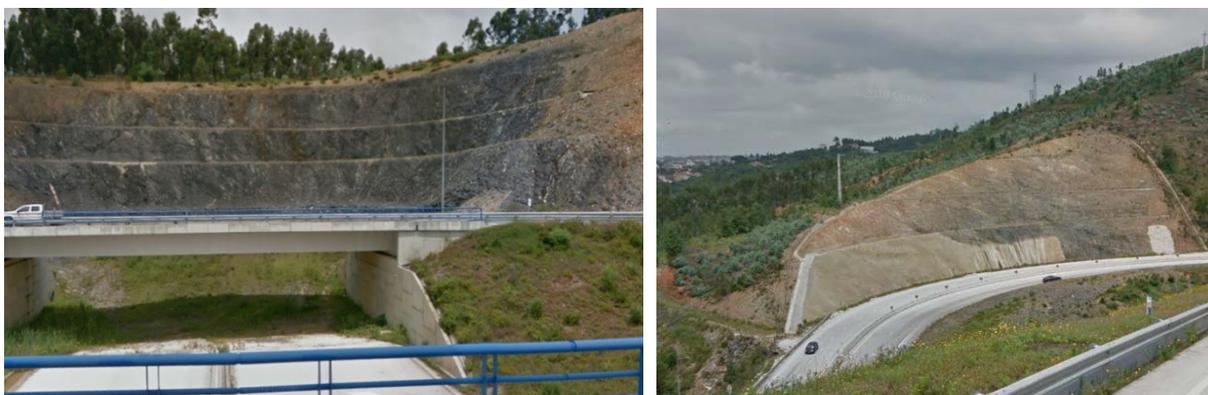


Figura 2.2 - Exemplo de Taludes Artificiais (Adaptado de Google Earth)

Devido à sua natureza existe sempre um risco de escorregamento associado a presença de um talude, sendo muitas instabilidades causadas devido há ação humana. O aumento de população que se têm vindo a verificar ao longo dos últimos anos tem levado a uma maior ocupação das áreas urbanas, sendo recorrentemente ocupadas novas encostas ou construídos aterros de grandes dimensões que fazem com que os taludes naturais ou artificiais existentes em meio urbano apresentem um risco de instabilidade cada vez maior. Para mitigar esse risco têm sido desenvolvidas soluções construtivas cada vez mais complexas, que requerem no seu dimensionamento uma caracterização geológica-geotécnica local mais aprofundada para que todos os fatores relevantes sejam identificados e tidos em conta na solução construtiva (Budhu, 2010).

## 2.2 Causas de Rotura de Taludes

Como refere Burland et al (2012) as instabilidades verificadas em taludes estão associadas a movimentos descontrolados de massas de solos, que causam o arrastamento do material. Assim, é necessário estudar os fenómenos que afetam a evolução dos taludes, analisar os mecanismos responsáveis e constatar quais as zonas com maior risco de instabilização. Os movimentos que provocam instabilidade de taludes são desencadeados por diversos fatores. Segundo Terzaghi (1996) esses fatores podem ser naturais ou induzidos, ou seja, advêm do próprio talude ou da ação humana. Segundo Press et al (2006) e Budhu (2010) os agentes de desencadeamento naturais estão relacionados com a composição geológica do solo, morfologia do terreno, clima, vegetação, água e atividade antrópica. Estes agentes são válidos tanto para taludes naturais como artificiais e quando conjugados com ações sísmicas podem aumentar consideravelmente a probabilidade de colapso do talude (Budhu, 2010).

A estrutura litológica e geológica do maciço é também um fator de instabilidade de taludes uma vez que potencia os movimentos devido às descontinuidades e zonas de contacto entre diferentes estratos (Figura 2.3), que geralmente são superfícies de menor resistência e que possuem um elevado grau de alteração e alta permeabilidade (Varnes, 1978).



Figura 2.3 – Exemplo de descontinuidades, a) - ( George, 2010) ; b) - (Shang & Hencher, 2016).

Por outro lado, Brooks & Nielsen (2010) referem que, se existir uma estrutura a suportar o talude, pode acumular-se água no seu tardo, caso o sistema de drenagem não seja eficaz, levando a uma diminuição da resistência do solo e a um impulso hidrostático adicional que pode colocar em causa a estabilidade da estrutura de suporte e consequentemente do talude (Figura 2.4).



Figura 2.4 – Causas de uma drenagem insuficiente, (Pedro & Sousa, 2018)

As instabilidades devido a causas externas estão diretamente ligadas à atividade humana. Como refere (Sha, 2016) as alterações inadequadas da topografia, como modificações do declive ou a execução de escavações / aterros colocam em risco a estabilidade dos taludes. Também a alteração de vegetação ou a sua remoção pode também trazer consequências negativas para os taludes. A desmatação de vegetação natural faz com que haja erosão do material do talude e mais água livre no solo contribuindo para a degradação das características resistentes do solo e levando a uma aceleração da instabilidade dos taludes (Figura 2.5).

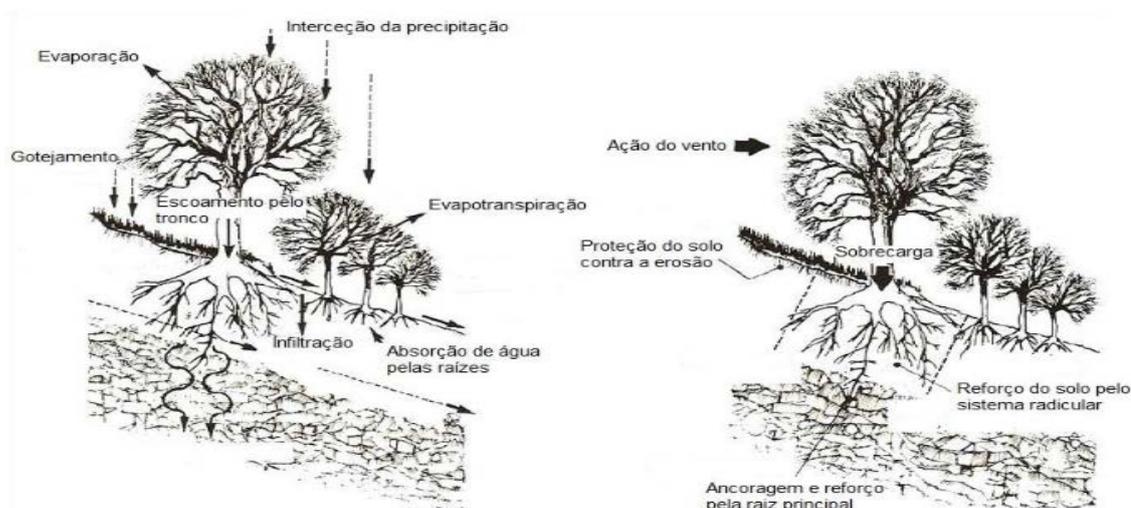


Figura 2.5 - Efeitos hidrológicos e mecânicos da vegetação, (Coppin & Richards, 2007).

### 2.3 Mecanismos de Rotura de Taludes

O colapso de taludes pode apresentar diversos mecanismos de rotura com movimentos de massa distintos. Estes mecanismos, por terem uma elevada complexidade, foram classificados tendo em conta parâmetros como a velocidade, tipo de movimento, geometria e propriedades dos materiais, modelo de deformação e quantidade de água. A classificação proposta por Bromhead (1986), que é baseada no sistema desenvolvido por (Skempton, 1976), divide os movimentos em três classes: escorregamento (Slides), fluxos (Flows), desmoronamentos (Falls). Existem ainda dois movimentos que podem ser considerados adicionalmente, basculamentos (Topples) e movimentos laterais (Spreads).

O escorregamento é geralmente um movimento caracterizado pelo movimento ao longo de uma superfície bem definida de um ou mais blocos de solo ou rocha, existindo sempre contacto entre o material em movimento e o maciço de origem (Figura 2.6). Os escorregamentos em material rochoso são, essencialmente, translacionais envolvendo movimentos segundo uma superfície linear. Em geral, estas superfícies são definidas e condicionadas por estruturas geológicas planas em maciços rochosos (Lucas, 2016). Em maciços muito fraturados ou em solos, onde não existe uma superfície de deslizamento bem definida ocorre geralmente um movimento rotacional, com tendência para se formar uma superfície circular de rotura (Coduto et al, 2011). Em solos moles e uniformes a superfície de deslizamento aproxima-se igualmente da forma circular (Lucas, 2016), como se pode ver na Figura 2.7.

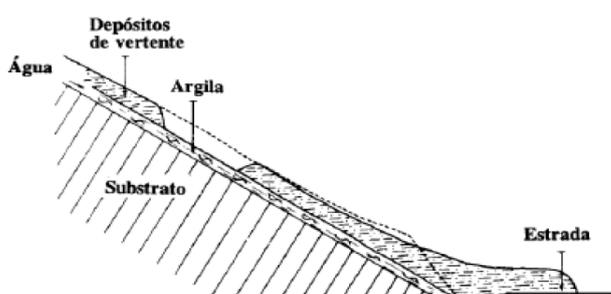


Figura 2.6 - Escorregamento linear (Guerra, 2008)

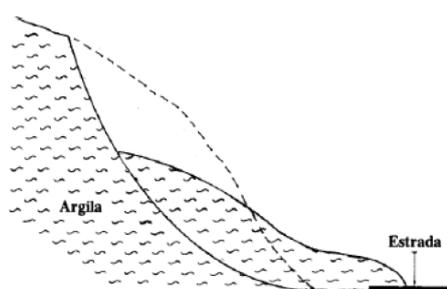


Figura 2.7 - Escorregamento de uma superfície curva (Guerra, 2008).

O fluxo é caracterizado por apresentar um movimento de solo com um grande teor de água que se assemelha ao comportamento de um fluido viscoso (Figura 2.8). A diferença entre o escorregamento e o fluxo, está nas superfícies de corte e nos blocos formados. No caso do escorregamento, como foi referido, é um movimento de blocos de solo ou rocha que se movem ao longo de uma superfície bem definida. Por sua vez o fluxo é uma massa de solo com uma elevada quantidade de superfícies de corte não definidas (Coduto et al, 2011). Os fluxos podem

dividir-se em três subcategorias: fluxo de solo coesivo com alto teor em água que são caracterizados por terem velocidade relativa média e alto poder destrutivo; fluxo de solo não coesivo com baixo teor em água e que apresenta uma velocidade relativa baixa e; movimentos de matérias maioritariamente grosseiras, constituídos por blocos rochosos e que apresentam um ainda maior poder destrutivo. Em resumo, este tipo de movimentos envolvem um grande volume de material e têm um maior raio de alcance, tendo por isso um elevado poder de destruição (Chowdhury, et al., 2010).

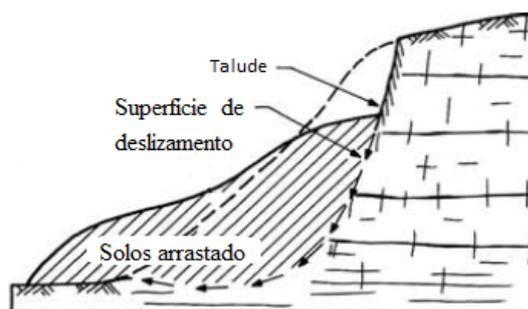


Figura 2.8 - Movimento de fluxo (Adaptado de Hunt, 2005).

Os desmoronamentos acontecem normalmente em taludes íngremes ou em zonas de face vertical. Este movimento é devido ao despreendimento de material de uma matriz rochosa mãe ou de uma massa de solo. O fenómeno pode ser potenciado pela orientação desfavorável de descontinuidades existentes no maciço. Tendo em conta a natureza das camadas do talude, os desmoronamentos podem também ocorrer devido à erosão das camadas de um nível inferior no talude. Essa erosão pode ocorrer devido à existência de raízes de árvores, de gelo, de caudais subterrâneos, de sismos ou ainda de escavações não controladas (Coduto et al, 2011). As quedas de material geralmente ocorrem subitamente e, portanto, têm sido responsáveis por muitos acidentes mortais. Na Figura 2.9 é representado de forma ilustrativa o fenómeno de desmoronamento por erosão das camadas inferiores.

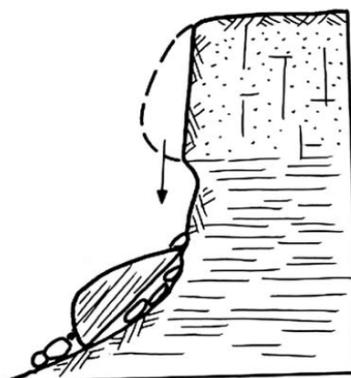


Figura 2.9 - Desmoronamento provocado por erosão; (Hunt, 2005)

Em maciços rochosos fragmentados, as discontinuidades existentes podem potenciar os desmoronamentos de blocos, como mostra a Figura 2.10. O basculamento, é caracterizado pela rotação de um bloco de rocha ou argila dura, em torno de um ponto da sua base. Este movimento ocorre fundamentalmente em taludes de paredes verticais (Figura 2.11), e especialmente em maciços xistosos, embora também possa ocorrer em outros tipos de rochas (Hunt, 2005).

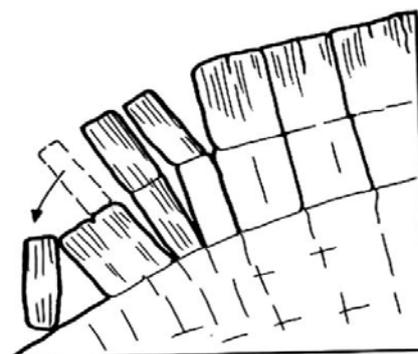
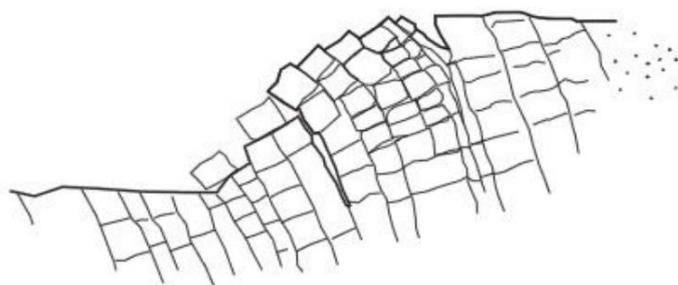


Figura 2.10 - Maciços rochoso fragmentado; (Wyllie & Mah, 2004).      Figura 2.11 - Basculamento; (Hunt, 2005)

Existem ainda os movimentos laterais que são caracterizados por geralmente ocorrerem em taludes com declives suaves ou em terrenos planos. O movimento dominante é a extensão lateral que é devida à ocorrência de fraturas por tração ou corte. Estes movimentos estão geralmente associados ao fenómeno de liquefação, processo que transforma solos arenosos saturados soltos numa massa quase líquida, desencadeando assim um movimento rápido do solo (Giani, 1992).

O sistema de classificação descrito é uma tentativa expedita e intuitiva para caraterizar um fenómeno complexo, devido a todas as variáveis envolvidas, como são os movimentos de massa. Esta classificação é aplicada não só a taludes naturais como também a taludes artificiais (Coduto et al, 2011).

## 2.4 Métodos de Análise de Estabilidade de Taludes

A metodologia usualmente utilizada na avaliação da estabilidade de taludes fundamenta-se na hipótese de que os maciços se comportam como um copo rígido-plástico prestes a deslizar, bastando assim analisar as equações para a situação limite, sendo por isso chamado de método de equilíbrio limite. Segundo Matos Fernandes (2011) a adoção deste método pressupõe:

- Admitir um mecanismo de rotura, que corresponde a uma massa de solo limitada por uma superfície de escorregamento;

- Calcular o efeito das forças instabilizadoras ou solicitantes (S) para a superfície de deslizamento;
- Calcular as forças tangenciais mobilizadas ou resistentes (R) mobilizadas ao longo da superfície de deslizamento admitida.

A simples razão das forças resistentes e instabilizadoras (Equação 2.1), permite determinar o coeficiente global de segurança do talude (F). Naturalmente se esse valor de segurança for inferior a um, conclui-se que o talude se encontra instável.

$$F = \frac{R}{S} \quad (2.1)$$

Uma vez que ao longo da superfície de rotura existem camadas com características mecânicas distintas e sujeitas a diferentes níveis de tensão é frequente utilizarem-se métodos que considerem a divisão do domínio do problema em fatias verticais, como mostra a Figura 2.12a), por forma a efetuar uma melhor contabilização das forças resistentes. Do equilíbrio global e entre as diferentes fatias resulta o fator de segurança do talude, sendo que a avaliação do equilíbrio das forças de interação entre fatias pode ser feita recorrendo a métodos mais ou menos complexos.

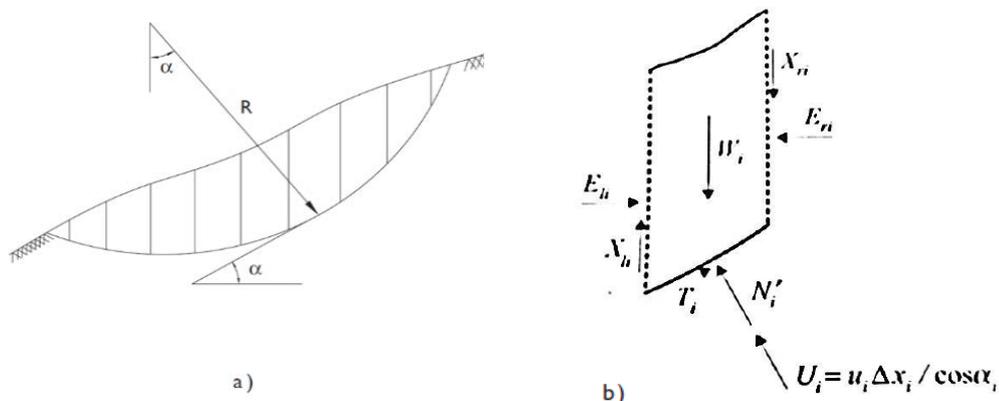


Figura 2.12 –Método das fatias: a) massa de terra em análise, (Chowdlury et al, 2010); b) fatia genérica com as forças aplicadas, (Matos Fernandes, 2011)

Na Figura 2.12b) mostram-se as forças atuantes numa fatia genérica em que:  $W_i$  representa o peso,  $N'_i$  representa reação na base da fatia,  $T_i$  a resultante das tensões tangenciais na base da fatia,  $E'_{li}$  e  $X_{li} / E'_{ri}$  e  $X_{ri}$  as forças tangenciais e normais nas faces laterais da fatia (Matos Fernandes, 2011). As resultantes das tensões efetivas normais nas faces laterais das fatias  $E'_{li}$  e  $E'_{ri}$ , relacionam-se com as forças  $E_{li}$  e  $E_{ri}$ , através do conhecimento da pressão de água nos poros.

Um dos métodos mais correntemente utilizados é a versão simplificada do método proposto por Bishop - método de Bishop Simplificado - sendo a principal premissa deste método que as forças de interação entre fatias são simplesmente horizontais não existindo qualquer componente tangencial (Chowdlury et al, 2010).

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n [C'_i \Delta x_i + (W_i - u_i \Delta x_i) \operatorname{tg} \phi'_i] \left[ \frac{1}{M_i(\alpha)} \right]}{\sum_{i=1}^n W_i \operatorname{sen} \alpha_i} \quad (2.2)$$

$$M_i(\alpha) = \cos \alpha_i \left( 1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \phi'_i}{F} \right) \quad (2.3)$$

Segundo Matos Fernandes (2011) o método de Bishop simplificado não conduz a uma solução explícita do coeficiente de segurança, já que o fator de segurança F aparece nos dois membros da equação. Por isso é indispensável recorrer a um processo iterativo para a resolução do problema.

Atualmente existem vários métodos de análise, com distintos níveis de complexidade, pelo que a escolha do método a utilizar deve ser feita em função das informações e do grau de conhecimento do talude. De facto, parece pouco adequado utilizar métodos muito complexos quando as informações disponíveis são insuficientes, assim como não fará muito sentido utilizar métodos demasiado simplistas quando existe um elevado número de dados (Burland et al, 2012).

Uma solução diferente da avaliação da segurança através do método de equilíbrio limite passa pela modelação numérica do talude sendo para tal necessário definir adequadamente a geometria do problema, que deve albergar todas as características importantes para a (Burland et al, 2012). Geralmente a modelação numérica de taludes através do método dos elementos finitos implica as seguintes fases:

- Definição da geometria, características dos materiais e condições de fronteira;
- Geração do estado de tensão inicial incluindo, caso exista, a pressão de água nos poros;
- Avaliação do fator de segurança utilizado uma técnica de redução progressiva das propriedades resistentes do solo até se atingir a rotura.

A técnica de redução progressiva das propriedades do solo utilizada é usualmente denominada por Shear Strength Reduction (Redução da resistência ao corte) e é muito utilizada para determinar o fator de segurança nos programas de elementos finitos, como no caso do programa RS3 que irá ser utilizado nesta dissertação. Nesta técnica os parâmetros de resistência dos solos são reduzidos progressivamente até que o modelo se torne instável e não se consiga convergência. Tal como indicado na Equação 2.4 a relação entre os parâmetros de resistência iniciais e finais (reduzidos) permite determinar o fator de segurança FS (Manual RS3).

$$\frac{\tan\phi_{inicial}}{\tan\phi_{reduzido}} = \frac{C_{u,inicial}}{C_{u,reduzido}} = FS \quad (2.4)$$

Em que:

- *FS*: Fator de segurança
- $\tan\phi_{inicial}$ : Parâmetros do solo introduzidos inicialmente no modelo
- $\tan\phi_{reduzido}$ : Parâmetro do solo reduzido durante o cálculo

No entanto, segundo (Clayton, et al., 2013), em casos de taludes suportados por estruturas de suporte deve sempre ser feita para além da verificação da estabilidade global do maciço a análise de estabilidade local, visto que a instabilidade se pode verificar ao nível da estrutura de suporte.

## 2.5 Soluções de Estabilização e Proteção de Taludes

Conforme referido os taludes, naturais ou artificiais, quando estão sujeitos a alterações do seu estado de serviço podem tornar-se instáveis. Mediante o tipo de instabilidade e o tipo de maciço diversas soluções de estabilização e proteção podem ser utilizadas para alcançar uma maior estabilidade. De seguida são apresentadas algumas das soluções mais utilizadas para estabilizar taludes.

### 2.5.1 Alteração da Geometria do Talude

Se um talude natural ou artificial apresentar sinais de instabilidade a geometria do talude pode ser alterada para obter um maior fator de segurança (Ishibashi & Hazarika, 2015). Duncan et al., (2014) demonstraram que a alteração da geometria do talude pode implicar uma diminuição das forças derrubadoras ao mesmo tempo que incrementa as forças resistentes no talude. No entanto os autores referem também que esta mudança pode alterar a disposição dos materiais e originar novas discontinuidades pelo que é sempre conveniente realizar análises de estabilidade complementares. Segundo Matos Fernandes (2011), o reperfilamento permite a remoção da parte ativa do talude, potencialmente instável, e a redução da sua inclinação contribuindo assim

para aumentar a sua estabilidade. Estas alterações estão geralmente associadas a alterações quer no ângulo do talude (Figura 2.13), a cortes nas partes mais elevadas do talude através da execução de banquetas (Figura 2.14) ou escavação de toda a zona superior (Figura 2.15), ou através da colocação de uma massa de solo no pé do talude (Figura 2.16).

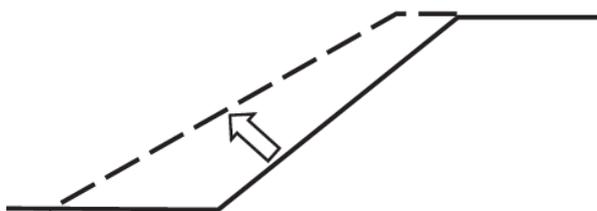


Figura 2.13 - Redução do ângulo do pé do talude;  
(Adaptado de Ishibashi e Hazarika ,2015)

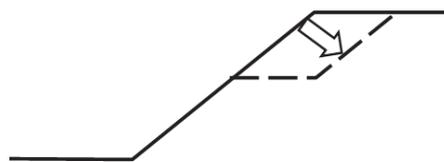


Figura 2.14 - Execução de um degrau ou banqueteta  
no talude, (Adaptado de Ishibashi e Hazarika ,2015).

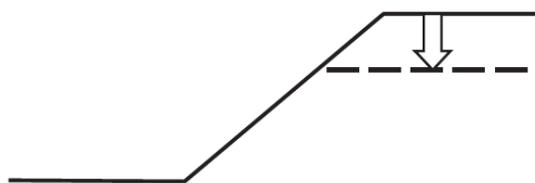


Figura 2.15 - Redução da altura do talude; (Adaptado de  
Ishibashi e Hazarika ,2015)



Figura 2.16 - Escavação e aterro no pé do talude  
(Oliveira, 2010).

A alteração da geometria do talude é uma técnica muito utilizada devido à sua simplicidade e eficácia, mas também devido ao seu baixo custo económico. No entanto Matos Fernandes (2011) refere que a mudança de geometria nem sempre é possível em meios urbanos, visto que pode envolver o movimento de grandes quantidades de terra e necessitar de ocupar um maior espaço, pelo que em ambiente urbano se torna praticamente impossível.

### 2.5.2 Drenagem

Sendo a água um fator fundamental em grande parte dos escorregamentos de taludes, compreende-se que a drenagem, quer a superficial quer a profunda, tenha um papel fundamental para garantir a sua estabilização (Matos Fernandes, 2011). Assim, o seu correto dimensionamento é de extrema importância, devendo ser considerados métodos de recolha e direcionamento de águas no talude.

A drenagem superficial (Figura 2.17) consiste basicamente na captação e escoamento encaminhado de águas pluviais. A água que escorre no talude e no seu tardo é captada pelas valas localizadas nas banquetas, que a conduzem até caixas de captação, sendo posteriormente retirada do talude. Através dessa captação e encaminhamento evitam-se erosões superficiais e reduzem-se as infiltrações no maciço que levam a uma diminuição da resistência do solo. Duncan et al. (2014), refere que este método é altamente eficiente e tem um custo reduzido, sobretudo para taludes de grandes dimensões.



Figura 2.17- Drenagem superficial (Adaptado de Google Earth)

Na drenagem profunda o objetivo essencial é a remoção da água proveniente da percolação interna do talude por forma a conseguir-se baixar o nível de água e assim reduzir as pressões hidrostáticas. Hazarika & Ishibashi (2015) ilustram na Figura 2.18 dois exemplos de drenagem profunda passível de ser utilizada em taludes. O primeiro método consiste na escavação de furos de pequeno diâmetro transversais que são preenchidos com material permeável, permitindo drenar a zona possivelmente instável do talude. A segunda solução consiste na execução de uma vala profunda (Figura 2.18) também preenchida com material altamente permeável que provoca um rebaixamento do nível freático. Matos Fernandes (2011) considera que a grande desvantagem destas soluções é essencialmente o elevado custo, e que só se justifica em taludes de grandes dimensões.

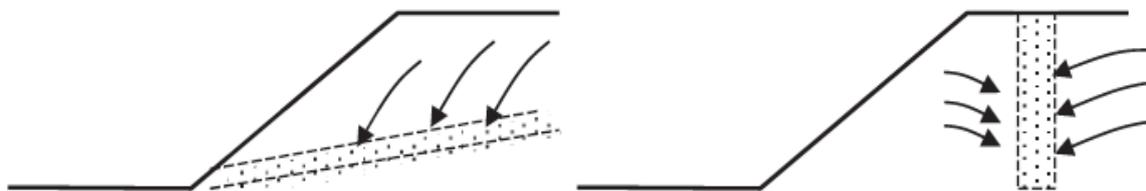


Figura 2.18 - Exemplos de drenagens profundas (Hazarika & Ishibashi, 2015).

## 2.5.3 Medidas de Reforço Interno

### 2.5.3.1 Pregagens

A instalação de pregagens no interior dos taludes é uma medida de natureza estrutural que visa a estabilização do talude através do aumento da sua capacidade resistente. Este método consiste, na introdução de varões de aço, nervurados ou lisos, que intercetam a superfície de deslizamento e assim contribuem para mobilizar uma maior resistência dado que são capazes de opor-se quer por corte quer por tração aos movimentos do talude. Os varões são geralmente introduzidos com ângulos que variam entre  $10^\circ$  e  $30^\circ$  em relação à horizontal embora possam ter outras inclinações consoante a geometria do talude (Burland, 2012). No entanto, esta técnica é mais adequada para taludes quase verticais (Figura 2.19), e onde o solo apresenta uma aderência relativamente elevada (Clayton, 2014).

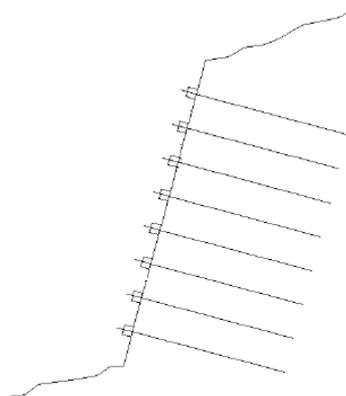


Figura 2.19 - Pregagens em talude quase vertical (adaptado de Brito (2001)).

Brito (2001) refere que esta solução, é bastante económica devido ao tipo de material utilizado e à elevada simplicidade de aplicação, fazendo com que o tempo de execução seja reduzido. Este tipo de solução adequa-se bem a diversos perfis geológico-geotécnicos, embora se tenha de ter em conta as propriedades mecânicas do maciço, visto que não deve ser aplicado a solos plásticos com tendência a dilatar pois as pregagens perdem a aderência e consequentemente a sua funcionalidade (Brito, 2001).

Diversos tipos de pregagens podem ser utilizados sendo a escolha feita em função do tipo de solo/rocha, da geometria do talude, de fatores ambientais entre outros. Segundo Brito (2001) os seguintes tipos são utilizados em Portugal:

- Pregagens amarradas mecanicamente;
- Pregagens injetadas;
- Pregagens de cabo injetadas;
- Pregagens amarradas por atrito;
- Pregagens cravadas.

### 2.5.3.2 Ancoragens

As ancoragens podem igualmente servir como reforço para os taludes, tendo um desempenho similar ao alcançado com as pregagens. A grande vantagem da ancoragem é que é um método de reforço ativo, visto que geralmente aplica-se um pré-esforço inicial que permite ao maciço ter uma melhor resposta quando solicitado. Para que este tipo de reforço seja eficaz, é necessário que a ancoragem seja aplicada em solo estável e com ângulo de atrito adequado longe da zona de potencial superfície de rotura (Figura 2.20).

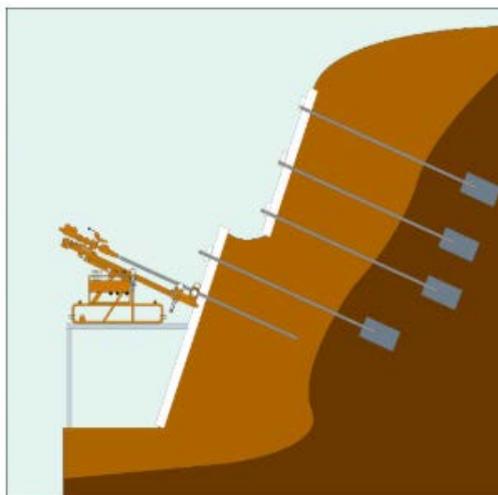


Figura 2.20 – Ancoragens em taludes; (JBP, 2012).

As ancoragens são frequentemente ligadas por vigas de distribuição (Figura 2.21), para que exista uma ligação entre as diversas zonas do talude, conseguindo-se dessa forma redistribuir o pré-esforço aplicada de uma forma uniforme (Sabatini, et al., 1999).

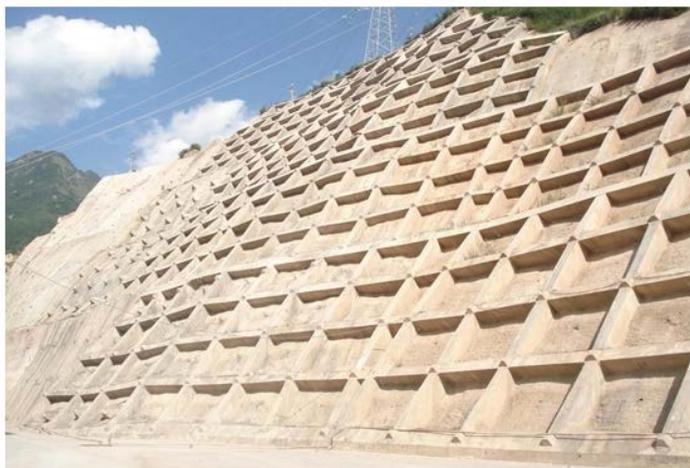


Figura 2.21 – Exemplo de ancoragens em taludes, (Anon., 2015).

### 2.5.3.3 Estacas de Betão

Entende-se por estacas com sendo um elemento estrutural de betão ou aço de pequeno diâmetro e elevada esbelteza, que funcionam essencialmente por atrito lateral (Brito, 1999). Segundo Brito (1999), esta técnica é frequentemente utilizada na consolidação de taludes situados em maciços particularmente difíceis. Com esta solução procura-se assegurar uma maior estabilidade do talude, uma vez que quando uma estaca intersesta uma possível superfície de escorregamento (Figura 2.22) vai verificar-se um aumento na resistência mobilizada na superfície de escorregamento visto que a resistência ao corte das estacas é muito mais elevada do que o próprio solo.

Esta solução apresenta algumas desvantagens em relação a estabilidade do talude (Brito, 1999):

- Requer empresas e mão de obra adequadas para aplicação da técnica e com especialização;
- As estacas têm de ser executadas até profundidades maiores que as expectáveis para as superfícies de rotura.

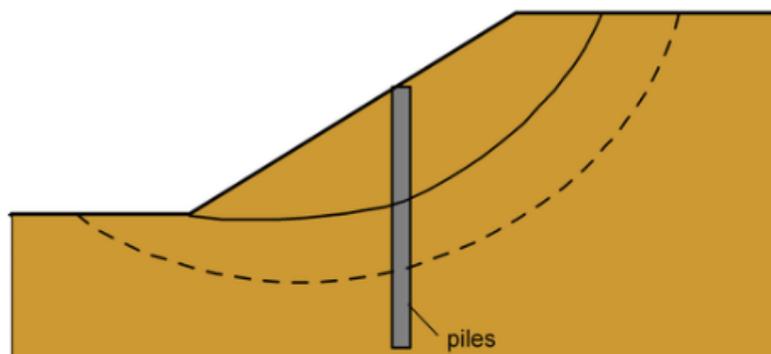


Figura 2.22 – Micro-estacas de betão em taludes (adaptado de (Kouretzis, 2018)).

#### 2.5.3.4 Jet-grouting

O método de Jet-grouting pode ser utilizado como um reforço de taludes. A metodologia é baseada na injeção a alta pressão de calda de cimento no solo (Figura 2.23), o que faz com que este seja substituído nessa área formando colunas de argamassa de considerável resistência (Modoni, 2014). As colunas formadas funcionam da mesma forma que as micro-estacas garantindo ao talude uma maior estabilidade caso sejam dispostas de forma a intersestar a potencial superfície de rotura (Nikbakhtan, et al., 2007).

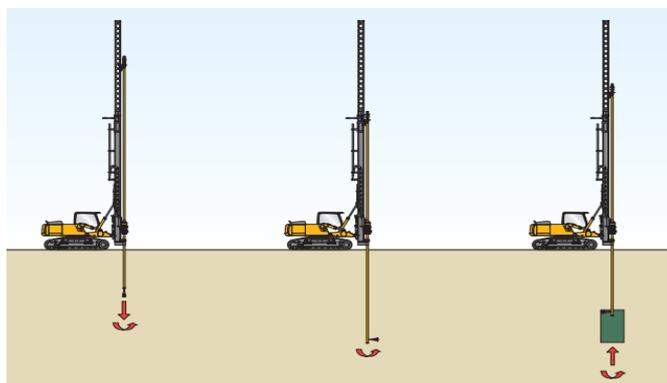


Figura 2.23 - Processo de JetGrouting (Bauer, 2017).

As vantagens desta técnica são essencialmente as seguintes (Carreto, 1999):

- Aplicabilidade a uma vasta gama de solos;
- Possibilidade de reforçar solos heterogéneos, embora as camadas tenham de ser conhecidas, pois tem de ser adaptar os seus parâmetros para cada tipo de solo;
- Possibilidade de ser executada em qualquer declive.

Esta técnica apresenta principalmente as seguintes desvantagens (Carreto, 1999)

- É alcançada a resistência máxima do material ao fim de vários dias, o que pode ser uma desvantagem para algumas obras;
- Não é possível identificar as dimensões reais das colunas e garantir a sua verticalidade;
- Permite apenas a realização de colunas a uma profundidade inferior de 15 a 20 metros.

#### 2.5.4 Estruturas de Contenção

Muros de suporte são estruturas que tem como objetivo permitir a alteração da geometria do talude e o reforço da sua base, evitando assim a potencial degradação de zonas críticas para a estabilidade. Estas estruturas são normalmente verticais apoiando-se em fundações superficiais

embora também possam ser usadas fundações profundas. Existem vários tipos de muros, Pedro & Sousa (2018): Muro de betão armado em L (Figura 2.24) Muro de betão ciclópico (Figura 2.24), Muro de gabiões (Figura 2.25), Muro de blocos (Figura 2.25) e Muro de betão com contrafortes (Figura 2.26).



Figura 2.24 – a) - Muro de betão armados em L; b) - Muro de betão ciclópico, Pedro & Sousa (2018)

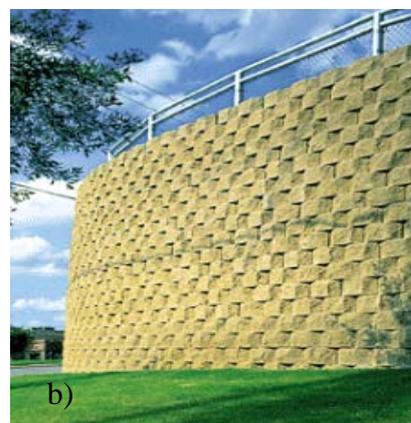


Figura 2.25 – a) - Muro de gabiões; b) - Muro de blocos, Pedro & Sousa (2018)



Figura 2.26 - Muro de betão com contrafortes, Pedro & Sousa (2018)

Os muros de betão armado (Figura 2.24) são mais complexos em comparação com os muros de gabiões ou até os muros de betão ciclópico mas permitem atingir maiores alturas. Por sua vez o muro de betão ciclópico (Figura 2.24), é uma solução económica em taludes onde a altura não seja elevada. Os muros de gabiões (Figura 2.25) são mais baratos e flexíveis, o que permite que a estrutura se acomode ao próprio talude e a sua permeabilidade melhorando assim o seu comportamento global. Os muros de blocos (Figura 2.25) são ainda pouco frequentes embora sejam uma boa solução de compromisso entre custo e altura alcançada. Em taludes de grande envergadura é conveniente utilizar muros com contrafortes (Figura 2.26), pois estes conferem um aumento significativa na estabilidade do maciço. Contudo, apresentam custos mais elevados. Na Tabela 2.1, são apresentadas as principais vantagens e desvantagens dos vários tipos de muros de suporte mencionados.

Tabela 2.1 - Análise comparativa dos vários tipos de muro, adaptado de Pedro & Sousa (2018)

<b>Tipo de Muros</b>	<b>Altura Recomendada</b>	<b>Principais Vantagens</b>	<b>Principais Desvantagens</b>
<b>Muro de Betão Ciclópico</b>	2-5 m	Simplicidade Experiência	Espaço necessário Quantidade material
<b>Muro de Betão Armado em L</b>	5-8 m	Alta resistência Esbelteza	Custo elevado Construção
<b>Muro de Betão Contrafortes</b>	9-12 m	Grande alturas Alta resistência	Custo elevado Construção
<b>Muro de Gabiões</b>	2-6 m	Simplicidade Versatilidade	Alturas moderadas Média resistência
<b>Muro de Blocos</b>	2-6 m	Simplicidade Construção	Alturas moderadas Média resistência

Existem três mecanismos de estabilidade global que devem ser tidos em conta no dimensionamento de um muro de suporte de taludes: derrube, deslizamento pela base e rotura do solo de fundação.

No caso de rotura por derrubamento existe rotação do muro em torno de um ponto da sua base provocada pela ação dos impulsos das terras suportadas. O derrubamento é contrariado pelo peso do próprio muro. O coeficiente de segurança ao derrube é assim dado pela razão de dois momentos, calculados relativamente à aresta exterior da base.

$$F = \frac{M_R}{M_S} \quad (2.5)$$

Em que:

- $M_R$  – Momento resistente ou estabilizador;
- $M_S$  – Momento derrubador.

No estado limite de deslizamento pela base admite-se que o muro sofre uma translação pela base provocada pelo impulso das terras suportadas. A contrariar o efeito dos impulsos de terra existe o atrito mobilizado na base do muro que é função direta do seu peso e da interface muro-solo. O coeficiente de segurança global  $F$  em relação ao deslizamento pela base do muro pode simplesmente ser dado pela seguinte expressão:

$$F = \frac{T_R}{T_S} \quad (2.6)$$

Em que:

- $T_R$  – Força horizontal resistente no plano da base do muro;
- $T_S$  – Força horizontal aplicada à base do muro.

Por sua vez o estado limite de rotura do solo de fundação ocorre quando a força máxima atuante na base do muro ultrapassa o valor da força admissível. O coeficiente de segurança  $F$  à rotura pelo solo de fundação é dado pela seguinte razão:

$$F = \frac{V_R}{V_S} \quad (2.7)$$

Em que:

- $V_R$  – Capacidade resistente ao carregamento vertical;
- $V_S$  – Resultante da carga vertical aplicada à fundação do muro.

Na Tabela 2.2 encontram-se os valores dos coeficientes de segurança normalmente requeridos para cada um dos mecanismos de rotura acima mencionados. Deve notar-se que os mesmos são válidos em condições estáticas já que em análises sísmicas é frequente considerar valores mais reduzidos dado que se trata de uma ação rara.

Tabela 2.2 – Valores de coeficiente de segurança, adaptado de Pedro & Sousa (2018).

Mecanismo de rotura	F estático
Derrube	1,5
Deslizamento pela base	1,5 - 2,0
Rotura do solo de fundação	2,0 - 3,0

No entanto, atualmente cada vez mais a filosofia dos coeficientes globais de segurança tem sido substituída pelo método de cálculo através do EC7, onde a avaliação da segurança segue um pressuposto diferente do tradicional. Assim, a segurança é introduzida através de coeficientes parciais de segurança, que são definidos para cada parâmetro e variáveis consoante o estado limite da estrutura que esta a ser analisada, (ELU – Estado limite último; ELS – Estado limite de serviço) (Pedro & Sousa, 2018). Para além disso, na definição das propriedades do solo devem ser tidos em conta valores característicos que representem adequadamente o comportamento expectável para o solo. Os cálculos através do EC7 minoram as propriedades resistentes do solo (Tabela 2.3) e majoram das ações (Tabela 2.4), sendo somente necessário assegurar que o valor resistente obtido é superior ao valor das ações instabilizadoras.

Tabela 2.3 - Coeficientes parciais para parâmetros do solo

Parâmetro do solo	Símbolo	Conjunto	
		M1	M2
Ângulo de atrito interno em tensões efectivas <sup>a)</sup>	$\gamma_\phi$	1,0	1,25
Coesão em tensões efectivas	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistência ao corte não drenada	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Resistência à compressão uniaxial	$\gamma_{qu}$	1,0	1,4
Peso volúmico	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

<sup>a)</sup> Este coeficiente é aplicado a  $\text{tg } \phi'$

Tabela 2.4 – Coeficientes parciais para ações

Acção		Símbolo	Conjunto	
			A1	A2
Permanente	Desfavorável	$\gamma_G$	1,35	1,0
	Favorável		1,0	1,0
Variável	Desfavorável	$\gamma_Q$	1,5	1,3
	Favorável		0	0

## 3 O CASO DO MIRADOURO DE SÃO PEDRO DE ALCÂNTARA

### 3.1 Enquadramento

A Câmara Municipal de Lisboa adquiriu o Jardim de S. Pedro de Alcântara em 1732 como objetivo a construção de uma “Mãe de Água”, isto é, um enorme depósito que deveria abastecer a zona Oriental da cidade. Ainda no século XVIII, foi contruído um patamar que posteriormente serviria para a construção das fundações do aqueduto e para a implantação de um chafariz que ainda hoje se encontra no local.



Figura 3.1 - Miradouro de S. Pedro de Alcântara (adaptado de Google Earth)

Desde então, esta área sofreu várias alterações até se ter tornado no jardim António Nobre, mais conhecido por jardim São Pedro de Alcântara, onde está inserido o miradouro como mostra a Figura 3.1. O miradouro de S. Pedro de Alcântara, localizado na encosta da colina de S. Roque, faz a ligação entre a zona dos Restauradores e o Bairro Alto e é uma das mais belas varandas de Lisboa, com uma vista privilegiada que vai desde o castelo, passando pela baixa lisboeta e acabando no rio Tejo.

A zona onde se encontra o miradouro de S. Pedro de Alcântara é constituída por diversos patamares e ruas circundantes, sendo esses patamares suportados por muros de gravidade, constituídos por alvenaria de pedra com contrafortes orientados para o intradorso do muro (Figura 3.2). Embora o miradouro tenha sofrido diversas intervenções ao longo dos anos, poucas foram as efetuadas a nível arquitetónico. Uma dessas intervenções aconteceu em 2006 onde a Câmara Municipal de Lisboa, com vista à requalificação do miradouro, encomendou um projeto de reabilitação do muro de contenção da plataforma superior.



Figura 3.2 - Vista do Miradouro e das principais ruas ( adaptado de Google Earth)

O desnível acentuado é contornado graças à existência de patamares e muros que conferem ao terreno a planimetria desejada. Existem duas estruturas de suporte de terras que dividem o miradouro de S. Pedro de Alcântara em duas plataformas, como mostra a Figura 3.3 . Ao nível da plataforma superior está localizada a Rua S. Pedro de Alcântara. Por sua vez, a plataforma inferior é delimitada pelo muro de suporte, com cerca de 11m de altura, que acompanha a Rua das Taipas, e pelo muro que suporta a plataforma superior (cerca de 5.6m de altura). Existe ainda entre a Rua das Taipas e a Travessa Fala-Só, um pequeno patamar suportado por um terceiro muro com uma altura de 15 m. O Miradouro tem cerca de 140m de comprimento, tendo os patamares superior e inferior aproximadamente larguras de 30m e 21m, respetivamente. Lateralmente do lado Norte o muro do Miradouro encontra-se praticamente encostado a uns edifícios enquanto que do lado Sul apenas existe um muro de contenção que delimita a estrada que dá acesso à Rua das Taipas e à Travessa Fala-Só.

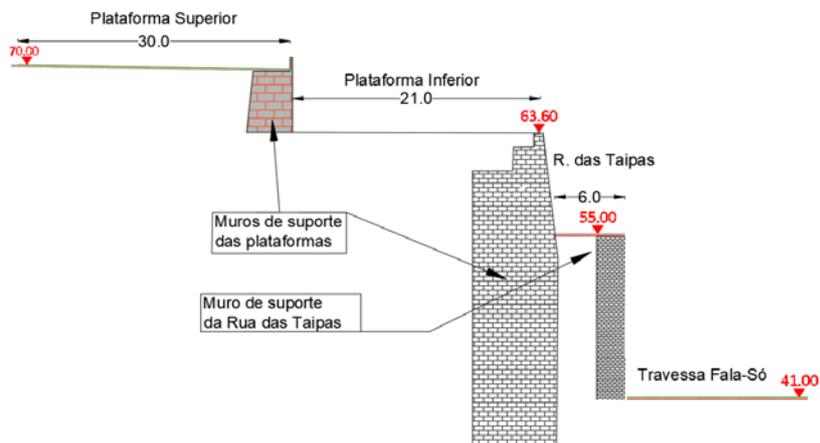


Figura 3.3 - Perfil transversal do miradouro S. Pedro de Alcântara (adaptado JET<sub>SJ</sub> 2017 a)

Atualmente os dois patamares têm alguma diferença a nível da ocupação encontrando-se a plataforma superior ocupada essencialmente por árvores de grande porte e um lago (antigo chafariz), enquanto que a plataforma inferior está preenchida por vegetação rasteira tendo também um pequeno lago embutido no próprio muro de contenção (Figura 3.4). A ligação entre plataformas é feita através de escadas que estão situadas no topo norte e sul do muro de suporte da plataforma superior. No caso da Rua das Taipas, a ocupação é feita por uma via rodoviária, que faz a ligação entre a zona do Bairro Alto e a Praça da Alegria (Figura 3.5).



Figura 3.4 - a) Plataforma superior (adaptado de Google Earth) ; b) Plataforma inferior (Imagens capturadas pela JET<sub>SJ</sub> em Abril de 2016)

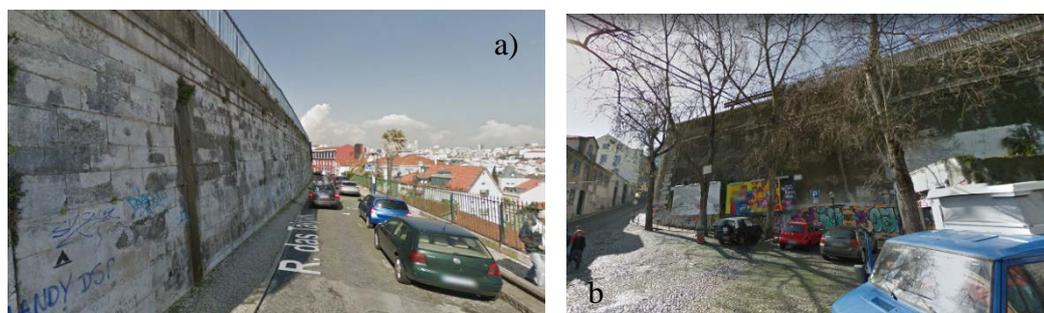


Figura 3.5 - a) Perspetiva da via rodoviária de acesso a parte da Rua das Taipas (adaptado de Google Earth), b) Vista da Travessa do Fala-Só (adaptado de Google Earth).

### 3.2 Principais indicadores de instabilidade

O que motivou os trabalhos de observação e monitorização do comportamento das estruturas do miradouro foram algumas patologias reveladas ao nível da plataforma inferior e do muro que suporta essa plataforma, particularmente a observação de fendas na estrutura de suporte e abatimento de solo da plataforma inferior como mostra a Figura 3.6.

As fendas tinham um desenvolvimento vertical e estavam visíveis nas vertentes sudoeste e norte do muro que sustentam a plataforma inferior. As fendas verticais encontravam-se essencialmente na zona de ligação entre os planos de alvenaria e também em algumas zonas de reboco.

No entanto, como já mencionado anteriormente, em 2006 já tinha existido uma preocupação por parte da Câmara Municipal de Lisboa com as anomalias que existiam no muro da plataforma superior, tendo sido elaborado um projeto que melhorou as condições de estabilidade desse muro. Tendo em conta estas novas patologias a Câmara Municipal de Lisboa optou por realizar novo estudo agora abrangendo apenas os muros do patamar inferior.

Com vista a conhecer a geometria e constituição do muro foram realizadas duas carotes horizontais e três poços de inspeção. Foram igualmente efetuados furos de sondagem no solo acompanhados de ensaios de penetração dinâmica (SPT). Estes trabalhos tiveram como objetivo caracterizar o muro e a geologia, procurando assim analisar as razões que induziram essas patologias e permitir efetuar um estudo acerca da estabilidade do muro do ponto de vista estrutural.

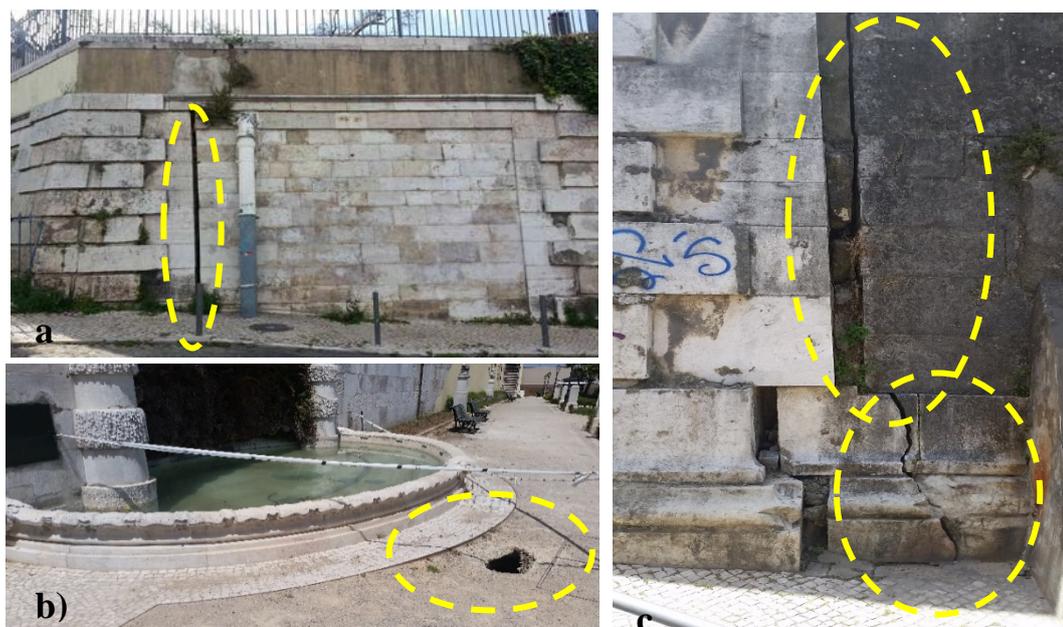


Figura 3.6 – a) Fendilhação do muro da Zona 2 (Sul); b) Abatimento do solo na plataforma inferior; c) Fendilhação do muro da Zoaan 1 (Norte), (Imagens capturadas pela JET<sub>Sj</sub> em Abril de

### 3.3 Condições locais

#### 3.3.1 Maciço suportado

A caracterização geológica e geotécnica do solo do miradouro, revelou-se fundamental para o processo de decisão e escolha de soluções a utilizar na estabilização da estrutura. Para caraterizar o maciço, foram realizados cinco furos de sondagem, dois na plataforma superior que atingiram os 32 e 42m de profundidade, S1 e S2, respetivamente, e três na plataforma inferior com as profundidades de 37, 38.5 e 35m nas sondagens S3, S4 e S5, respetivamente. Os furos foram dispostos junto às extremidades dos muros como mostra a Figura 3.7. Em cada sondagem foram recolhidas amostras de solo que permitiram caraterizar os índices físicos, a granulometria e a consistência das diversas camadas. Em todas as sondagens efetuaram-se igualmente ensaios SPT de 1,5m em 1,5m de profundidade. De modo a rentabilizar a execução dos furos foram posteriormente instalados nos mesmos inclinómetros e piezómetros de modo a monitorizar os deslocamentos horizontais no maciço e o nível freático, respetivamente.

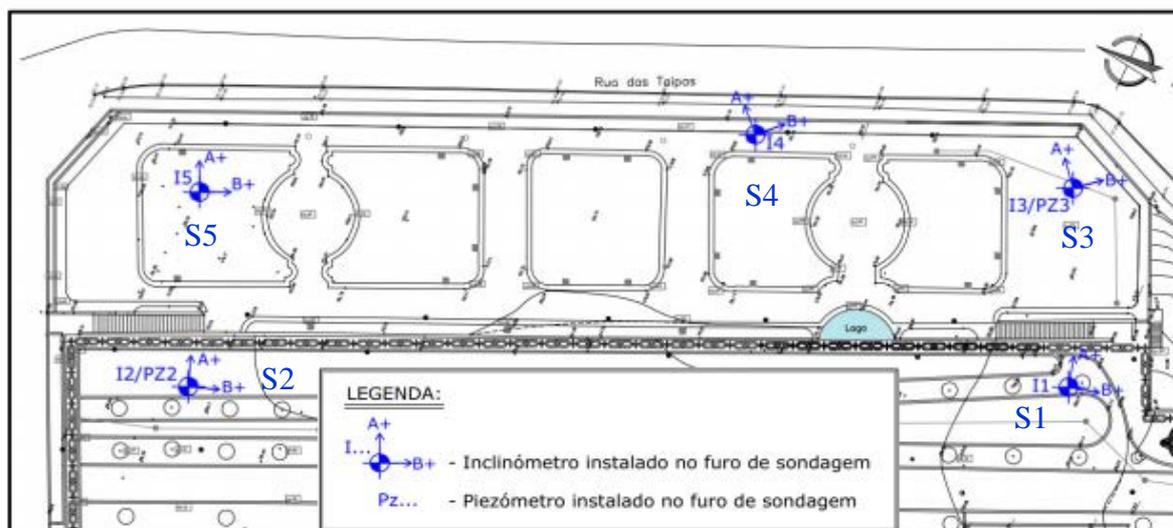


Figura 3.7 - Planta de localização dos furos de sondagem (relatório da Geotest (2012))

Na memória descritiva e justificativa do projeto de reabilitação realizada pela empresa JETSI (2017) encontra-se um resumo feito a partir do relatório da Geotest (2012) que permite ter uma ideia global dos resultados da campanha de prospeção geológico-geotécnica efetuada. Segundo a carta geológica do concelho de Lisboa, os solos no local onde o miradouro se encontra são pertencentes ao Miocénico Marinho de Lisboa, encontrando-se mais precisamente a camada das “Areolas da Estefânia” (M1II) e, a uma profundidade maior, a camada das “Argilas e Calcários dos Prazeres” (M1I). A interpretação dos resultados permitiu constatar que as camadas se encontram inclinadas na direção da encosta (Figura 3.8). Na zona mais superficial,

até sensivelmente 10m de profundidade, verificou-se a existência de aterros, essencialmente constituídos por areias argilosas, tendo sido obtidos valores de  $N_{SPT}$  compreendidos entre 2 e 25. Subjacente encontram-se as “Areolas da Estefânia” (MIII) constituídas por areias finas siltosas e amarelas, até cerca de 13.50 m de profundidade (S2) e 18m na sondagem S5 devido à inclinação dos estratos. Nos ensaios SPT realizados nesta camada foram registados valores de  $N_{SPT}$  compreendidos entre 16 e 29. A profundidades superiores foi detetada a camada das “Argilas e Calcários dos Prazeres”. Esta exhibe alguma variabilidade tendo-se entre 18.0 (S5) e 25.5 m (S1 e S2) uma alternância de argilas siltosas, siltes arenosos e areias finas siltosas ou argilosas, de tonalidades acinzentadas, acastanhadas e alaranjadas, com valores de  $N_{SPT}$  compreendidos entre 3 e 42 e pontualmente 60. Entre os 25.5 (S5) e 31.9 m (S1) de profundidade surgem argilas siltosas, de tonalidades acinzentadas e acastanhadas, com laivos alaranjados, com valores de  $N_{SPT}$  compreendidos entre 31 e 60, nas sondagens S1 e S2, e entre 7 e 42, nas sondagens S3 a S5. A maiores profundidades verificou-se a presença de argilas siltosas, cinzentas escuras a azuladas com valores de  $N_{SPT}$  compreendidos entre 19 e 60, sendo frequente a existência de nega no ensaio SPT.

De maneira a facilitar a análise o maciço foi dividido em 3 zonas, com as seguintes características (Geotest, 2016):

- ZG1 – Formada por aterros e formações Miocénicas arenosas com valores de  $N_{SPT}$  que varia de 2 a 25;
- ZG2 – Constituída por formações Miocénicas argilo-siltosas com um  $N_{SPT}$  que varia entre 7 e 42;
- ZG3 – Constituída por formações Miocénicas argilo-siltosas com valores de  $N_{SPT}$  superior ou igual a 49.

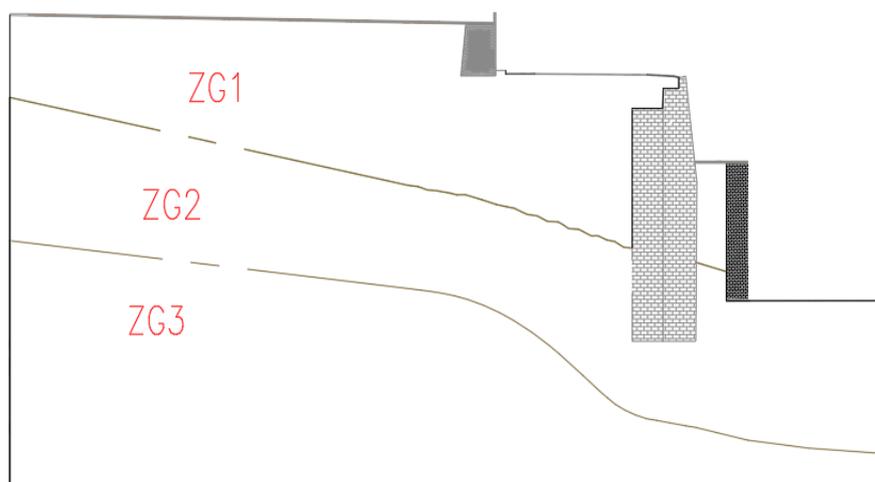


Figura 3.8 - Modelo de zonamento geotécnico (adaptado de JET<sub>SJ</sub>, 2017)

De modo a sintetizar as informações recolhidas a empresa Geotest (2012) elaborou um quadro resumo que facilita a leitura das principais características geológico-geotécnicas de cada zona considerada:

Tabela 3.1 - Relatório Geológico e Geotécnico (Geotest-2012)

Zona Geotécnica	Formação Geológica		N <sub>SPT</sub>	$\phi'$ (°)	c <sub>u</sub> (kPa)	E' (MPa)	E <sub>u</sub> (MPa)
ZG1	Aterros	Areias argilosas	2 - 25	25 - 30	-	5 - 15	-
ZG2	Miocénico	argilas siltosas, silte-arenosos, areias finas siltosas ou argilosas arenoso e calcários margosos	7 - 42	-	40 - 240	-	12 - 72
ZG3	Miocénico	Argilas siltosa	49 - 60	-	300 - 360	-	90 - 140

$\phi'$  - ângulo de resistência ao corte; c<sub>u</sub> - resistência ao corte não drenada; E' - módulo de deformabilidade drenado, E<sub>u</sub> - módulo de deformabilidade não drenado.

Durante os trabalhos de prospeção foi igualmente registado o nível de água no maciço em dois furos de sondagem, S2 e S3, um em cada plataforma do muro, conforme identificados na Tabela 3.1. O nível de água no furo S2 encontrava-se a sensivelmente 24m de profundidade enquanto que no furo S3 a 17m de profundidade, o que corresponde a cotas de aproximadamente +47.00m e +46.8m, respetivamente. Desta forma verifica-se que o nível de água se encontrava um pouco abaixo da separação definida entre as zonas geotécnicas ZG1 e ZG2, ou seja, o nível de água parece acompanhar a fronteira entre os materiais mais arenosos e argilosos.

### 3.3.2 Muros de Suporte

O estudo envolveu igualmente a caracterização das estruturas de suporte tendo sido realizados trabalhos de prospeção estrutural, com principal incidência no muro de contenção inferior uma vez que o muro da plataforma superior já se encontrava relativamente bem caracterizado aquando da prospeção de 2006. O muro de suporte entre a Rua das Taipas e a Travessa do Fala-Só também foi alvo de estudos embora neste caso os trabalhos não tenham sido tão aprofundados. A prospeção efetuada envolveu a realização de valas de inspeção e a extração de testemunhos com diferentes orientações, pela parte exterior dos muros.



Figura 3.9 - Aspetto da abertura da vala de inspeção na plataforma inferior (Geocontrole, 2016).

As valas de inspeção (Figura 3.9) foram realizadas na plataforma inferior, com a ajuda de equipamentos mecânicos, e tiveram como objetivo identificar os limites da geometria do muro e dos contrafortes. A extração de testemunhos das várias carotes realizadas (Figura 3.10), teve como objetivo a avaliação da espessura e constituição interna dos muros de suporte. Os testemunhos foram retirados com inclinações de 5° e 30° em relação a horizontal e a uma altura do muro entre 0,8m a 1,65m. Posteriormente à recolha dos testemunhos a empresa Geocontrole (2016) fez a avaliação e elaborou fichas de prospeção como a ilustrada na Figura 3.11 .



Figura 3.10 – Extração de testemunho (Geocontrole, 2016)

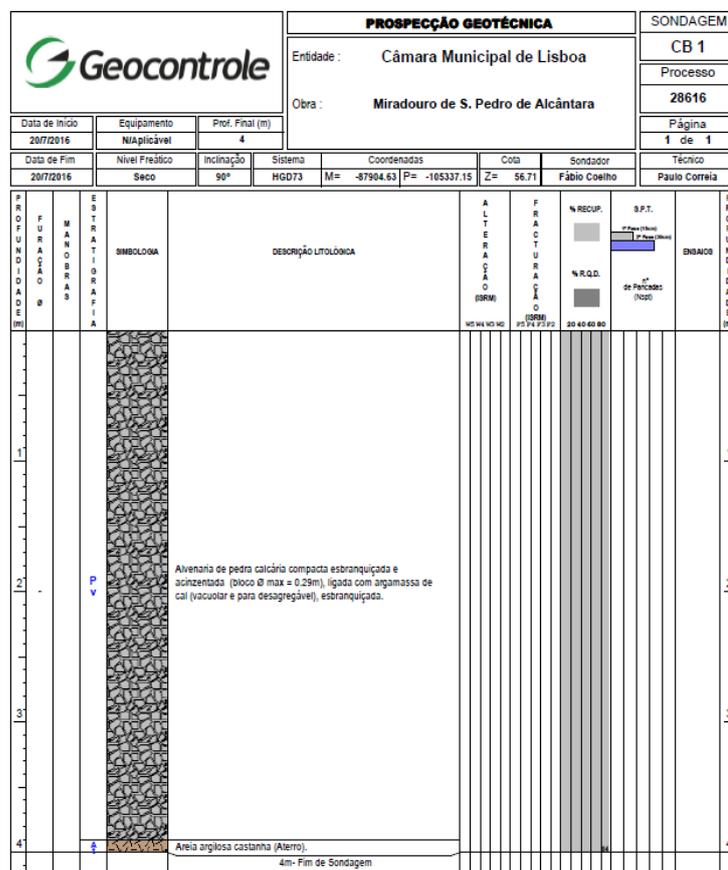


Figura 3.11 - Ficha de prospeção CB1 (Geocontrole, 2016)

A interpretação do conjunto de informações obtidas, tanto das valas como dos testemunhos, permitiu identificar razoavelmente as características do muro, nomeadamente a sua espessura, o seu material constituinte e o posicionamento dos contrafortes. Em relação ao muro de suporte da plataforma superior já se sabia que tem pelo menos 5m de altura, uma espessura aproximadamente constante de 3.9m e é constituído por alvenaria de pedra calcária de dimensão variada, ligada com argamassa (Figura 3.12). Por sua vez o muro da plataforma inferior, como referido no relatório Geocontrole (2016), é constituído por alvenaria de pedra calcária compactada esbranquiçada e acinzentada, ligada com argamassa de cal esbranquiçada. A espessura é variável entre 4 e 4.5m, a altura livre de 8m, sendo que o comprimento enterrado do muro é desconhecido em concreto, mas estima-se que varie entre 22 e 23,5m. As sondagens comprovaram a existência de contrafortes que têm com comprimento aproximado de 6m presumindo-se que tenham profundidade igual à do muro (Figura 3.13). Com as valas abertas na plataforma inferior foi possível constatar que a largura dos contrafortes é de aproximadamente 1.5m e encontram-se afastados ao eixo de cerca de 6m. Em relação ao muro de suporte da Rua das Taipas verificou-se que é constituído igualmente por alvenaria de pedra calcária ligada com argamassa de cal, tem uma espessura aproximadamente constante em profundidade na ordem dos 3m e um comprimento de 14m (Figura 3.14).

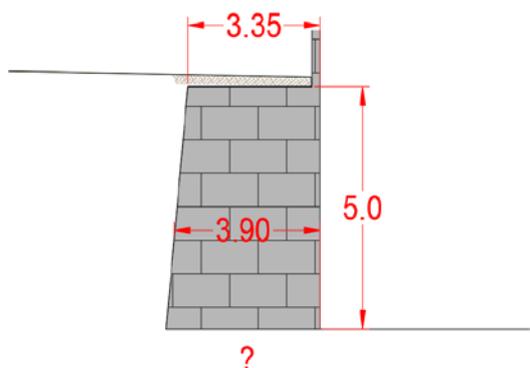


Figura 3.12 -Dimensões do muro da plataforma superior.

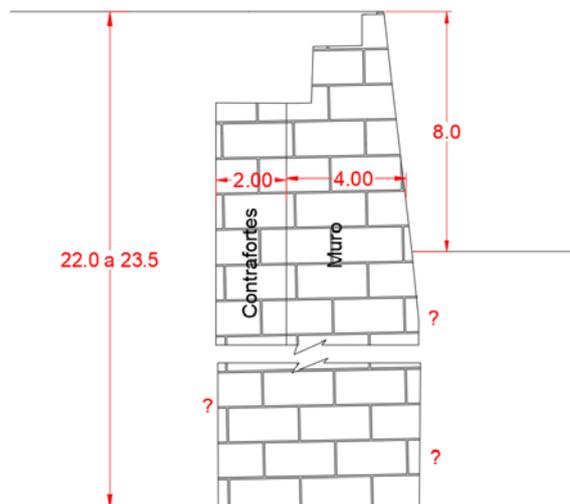


Figura 3.13 - Dimensões do muro da plataforma inferior.

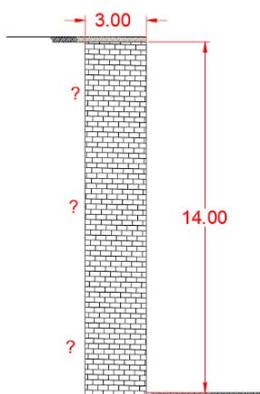


Figura 3.14 – Dimensões do muro de suporte da Rua das Taipas

### 3.4 Resultados iniciais da monitorização

#### 3.4.1 Monitorização topográfica

A monitorização topográfica teve como primeiro objetivo a avaliação da evolução das fendas que foram identificadas na primeira inspeção aos muros. Para tal, foram instalados alvos topográficos colocados nas zonas das fendas e nas juntas do muro da plataforma inferior, bem como junto aos dois cantos do muro (Zona 1 e 2) como mostra a Figura 3.15. No total foram instalados 10 alvos na Zona 1 (Norte) e 6 alvos na Zona 2 (Sul) do muro, tendo-se registado quer os deslocamentos horizontais quer os deslocamentos verticais dos muros ao longo de todos os trabalhos executados.



Figura 3.15 - Localização das zonas instrumentadas no muro da plataforma inferior  
(extraído de JET<sub>SJ</sub> a) 2016)

Os deslocamentos máximos, verticais e horizontais, resultantes da observação topográfica encontram-se na Tabela 3.2. De acordo com o relatório da empresa Geoide (2010) o muro da plataforma inferior do miradouro deslocou-se no sentido da rua das Taipas em ambas as Zonas. No caso da Zona 1 verificaram-se deslocamentos horizontais máximos de 10.3mm e verticais de 9mm. Por sua vez na Zona 2 observou-se um maior deslocamento horizontal máximo, 13.3mm, mas uma menor deformação vertical, de apenas 5 mm. Estes deslocamentos foram registados ao longo de 3 anos e encontram-se diretamente relacionados com a abertura observada nas fissuras que aumentou gradualmente com o tempo até à realização dos trabalhos de estabilização.

Tabela 3.2 - Tabela de deslocamentos máximos.

	Vertical (Eixo Z)	Horizontal (Eixo YY)
Muro Zona 1	9 (mm)	10,3 (mm)
Muro Zona 2	5,4 (mm)	13,3 (mm)

### 3.4.2 Monitorização inclinométrica

Como referido anteriormente os furos de sondagem efetuados foram aproveitados para a instalação de inclinómetros. As calhas inclinométricas (I<sub>1</sub> a I<sub>5</sub>) foram colocadas a profundidades que variaram entre os 32 (I<sub>1</sub>-S1) e os 42m (I<sub>2</sub>-S2) de acordo com o indicado na Tabela 3.3 o que permitiu o acompanhamento dos deslocamentos horizontais junto às extremidades do muro (ver Figura 3.7) em profundidade (JET<sub>SJ</sub>, 2017).

Tabela 3.3 - Tabela de profundidade máximas de leitura dos inclinómetros (adaptado de Geotest 2012).

Inclinómetro (sondagem)	Prof. máxima de leituras (m)
I1 (S1)	32
I2 (S2)	42
I3 (S3)	37
I4 (S4)	38.5
I5 (S5)	35

Tendo por base o relatório da instrumentação da Geotest (2012) é possível interpretar o comportamento do maciço tendo por base as leituras registadas. No inclinómetro I<sub>1</sub> o movimento registado foi praticamente constante em profundidade, mais significativo na direção do patamar inferior tendo sido atingido um deslocamento horizontal máximo, entre 1-5 m de profundidade, de apenas cerca de 10 mm. Por sua vez no inclinómetro I<sub>2</sub> observaram-se deslocamentos horizontais máximos de ainda menor magnitude, cerca de 6.1mm a aproximadamente 16.5m de profundidade, e também eles na direção do patamar inferior. As maiores deformações horizontais foram registadas nos inclinómetros situados na plataforma inferior sendo essencialmente na direção da Rua das Taipas (Figura 3.13). No inclinómetro I<sub>3</sub> registaram-se aproximadamente 29mm a 6m de profundidade, existindo, contudo, um deslocamento relevante desde a superfície até 25m de profundidade, sendo que somente a 32m de profundidade os deslocamentos podem ser considerados irrelevantes. No inclinómetro I<sub>4</sub> os deslocamentos horizontais mais significativos verificam-se até aos 26m de profundidade, diminuindo quase linearmente desde a superfície onde um máximo de 50mm foi observado. Por último no inclinómetro I<sub>5</sub> o deslocamento horizontal máximo também é registado à superfície com cerca de 20mm diminuindo em profundidade até deixarem de ser relevantes a 22.5m de profundidade. Através da interpretação dos dados dos inclinómetros é possível constatar que ocorreram movimentos horizontais significativos, sendo que a profundidade a que os deslocamentos de maior magnitude se verificavam é um pouco inferior à cota da Travessa do Fala-Só, o que indicia que a eventual superfície de rotura se situa abaixo deste arruamento. É também interessante salientar que os topos dos muros (I<sub>3</sub> e I<sub>5</sub>) registaram menores deformações do que as observadas no centro do muro (I<sub>4</sub>) o que indicia alguma restrição de deformações causada pelos muros transversais que delimitam o miradouro.

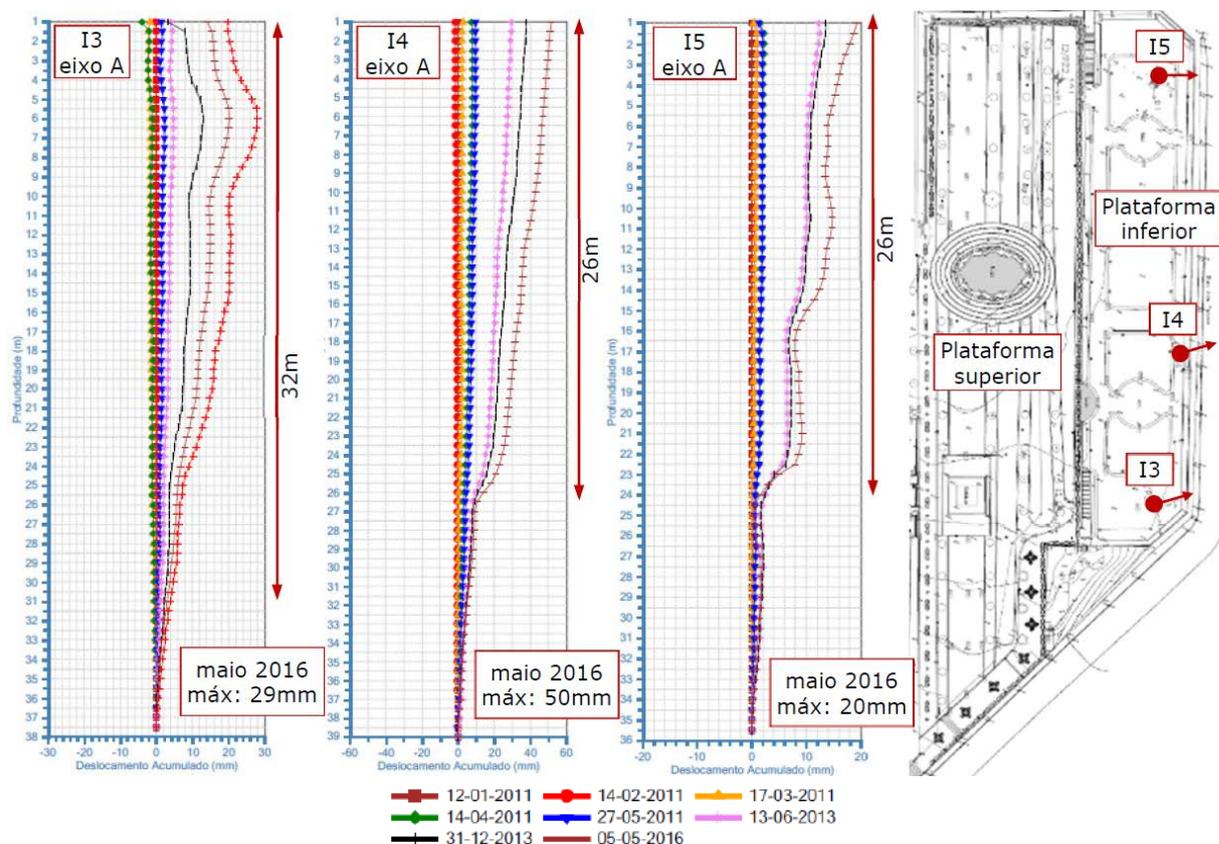


Figura 3.16 – Exemplo de leitura de inclinómetros (Pinto, et al., 2018).

### 3.4.3 Monitorização do nível de água

Posteriormente à execução dos furos de sondagem foram também instalados 2 piezómetros (PZ2 e PZ3) com o intuito de analisar o nível de água presente no solo. Os piezómetros foram instalados nos furos de sondagem S2 e S3, conforme ilustrado na Figura 3.7. Relativamente às leituras retiradas dos piezómetros, verificou-se que as profundidades onde se encontra o nível de água, 24m de profundidade no PZ2 e 17m de profundidade no PZ3, praticamente não variaram durante todo o período de observação, não existindo oscilações assinaláveis. Tal sugere que os trabalhos executados não alteraram o normal posicionamento da água.

### 3.5 Condicionantes da realização do projeto

Segundo a empresa JETsj (2017), o projeto de estabilidade do miradouro possuía um conjunto de condicionantes e limitações associadas ao local e à tipologia da obra. Seguidamente apresentam-se as principais condicionantes existentes:

- Condicionantes geomorfológicas

Existem um conjunto de condicionamentos topográficos e geológicos que interferem de forma direta na conceção da solução. O declive existente é uma dessas condicionantes, na medida que existe um grande desnível na encosta que é totalmente vencido através de muros. Por outro lado, existe a condicionante relacionada com o comportamento geomecânico do solo. Toda a sua história geológica e geomorfológica, que advém de atividade sísmica, alterações do nível de tensão devido a fenómenos cíclicos de erosão e aterro bem como de variação de pressões hidrostáticas contribuem para que estes solos tenham um comportamento altamente complexo e difícil de interpretar.

- Condicionantes de localização

O miradouro S. Pedro de Alcântara está localizado em meio urbano, numa zona densamente povoada o que condiciona significativamente a solução adotada. Os problemas associados ao nível de ruído, que devia ser minimizado tanto quanto possível durante a execução dos trabalhos, era igualmente uma condicionante a ter em conta. Outro fator estava relacionado com a necessária movimentação de terras que obrigava à utilização de veículos pesados em arruamentos com elevado tráfego e que não se encontravam preparados para tal utilização.

- Condicionantes relativas ao enquadramento paisagístico

A execução da solução deveria ter a preocupação de minimizar os efeitos negativos na paisagem envolvente. Visto que se trata de um local com uma elevada importância patrimonial, enquadrado numa zona de jardim e lazer, era fundamental que a solução de reforço fosse, sempre que possível, oculta ou integrada no cenário paisagístico local, para se obter o menor impacto visual possível. Outro aspeto prendia-se ainda com o conjunto de elementos arquitetónicos que estão agregados ao miradouro, que necessitavam de ser preservados, e que eram pouco sensíveis a quaisquer deformações do maciço.

- Condicionantes relativa ao prazo de execução

Deveriam privilegiar-se soluções que pudessem ser rapidamente implementadas, interferindo o menos possível com o quotidiano dos residentes locais, e que garantissem um nível de estabilidade elevado antes que danos mais significativos fossem observados. Por outro lado, devido à dimensão da obra, previa-se a realização de trabalhos de grande magnitude, os quais teriam um impacto direto nos prazos estipulados para a execução, sendo que também as condicionantes existentes ao nível de acesso condicionavam esses prazos.

### 3.6 Solução adotada no projeto

As soluções de estabilização do Miradouro de S. Pedro de Alcântara apresentadas pela empresa JET<sub>SJ</sub>, (2016) procuraram dar resposta às patologias identificadas e monitorizadas e incorporam um conjunto de técnicas que foram escolhidas por forma a ultrapassar as diversas condicionantes de projeto mencionadas anteriormente. A solução preconizada consistiu na implantação de duas cortinas de estacas moldadas sobre o terreno da plataforma inferior. Cada uma é constituída por estacas curtas de betão simples, primárias e sem carácter estrutural, e por estacas compridas de betão armado com a função estrutural. Estas duas cortinas são travadas e ligadas por um conjunto de contrafortes, também eles realizados por estacas, existindo um aterro na zona superior da plataforma inferior constituído por agregados leves. Para além disso foram instalados diversos tirantes a ligar o muro existente e a nova cortina de estacas tendo sido igualmente implementado um conjunto de dispositivos de drenagem e impermeabilização (Figura 3.17 e Figura 3.18).

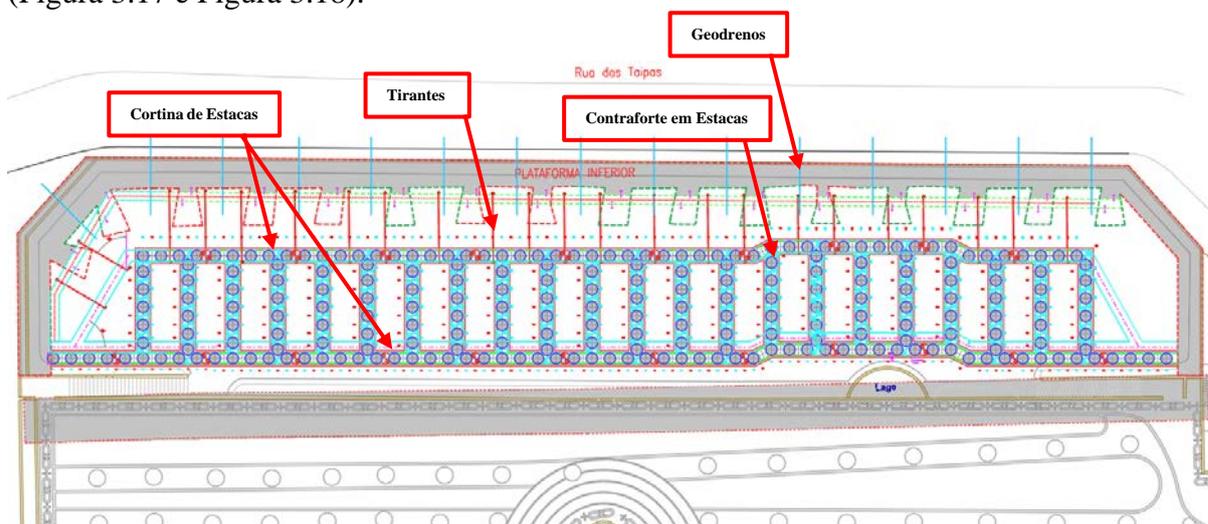


Figura 3.17 - Planta de implantação das estacas e vigas adaptado de (Pinto, et al., 2018)

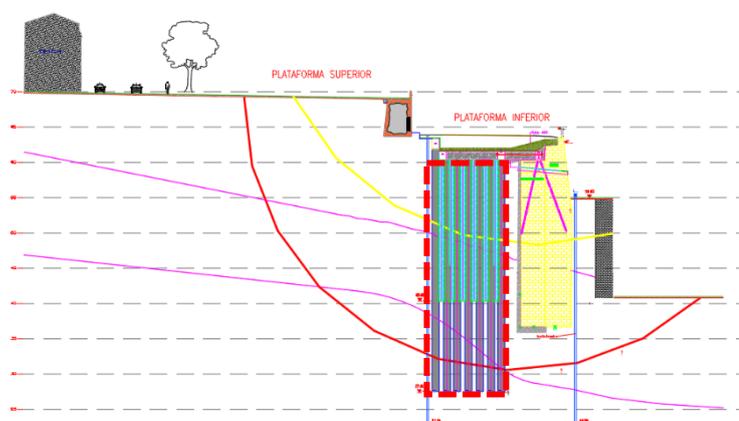


Figura 3.18 - Alçado da implantação das estacas e vigas (JET<sub>SJ</sub> 2017)

Como mostra a Figura 3.19 e a Figura 3.20 as duas cortinas são compostas de estacas de betão armado e betão simples, com um diâmetro de 1.0m e afastadas centro-a-centro de 1.6m, alternadas de forma a que exista uma continuidade da cortina. O número total de estacas realizadas foi de 473, das quais 237 de betão armado e 236 estacas plásticas de betão simples. O comprimento adotado, referido mais detalhadamente na Tabela 3.4, foi de 35m para as estacas de betão armado e variável, consoante a localização, entre 13 e 22m para as estacas plásticas. Na definição da geometria foi tida a preocupação de garantir que as estacas principais ficavam apoiadas num estrato competente e que também as potenciais superfícies de deslizamento, previamente estimadas através da campanha de monotorização, fossem intersectadas por forma a incrementar a estabilidade a um possível deslizamento. Como referido a ligação entre as duas cortinas de estacas foi efetuada através de um conjunto de contrafortes constituídos por estacas armadas e plásticas com 1m de diâmetro. O afastamento entre contrafortes é de 5m tendo sido no total construídos 22.

Tabela 3.4 – Características físicas das estacas

Tipos de Estacas $\phi$ 1000mm	Numero de Estacas	Comprimento (m)
Estacas Armadas	237	35
Estacas Plasticas Tipo 1 (cota da base 40,40)	143	22
Estacas Plasticas Tipo 2 (cota da base 45,60)	71	17
Estacas Plasticas Tipo 1 (cota da base 49,90)	22	13

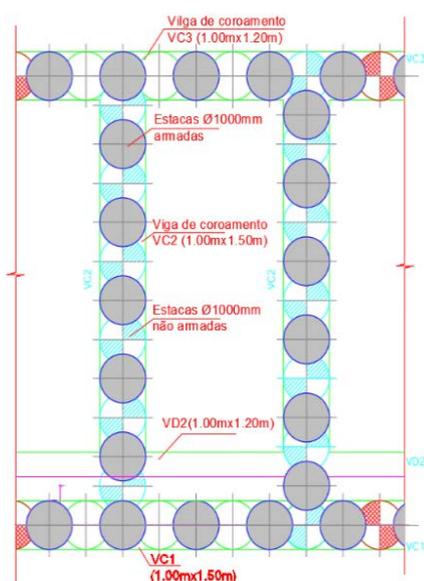


Figura 3.19 - Planta da zona de contrafortes, (adaptado de JET<sub>SJ</sub> 2017).

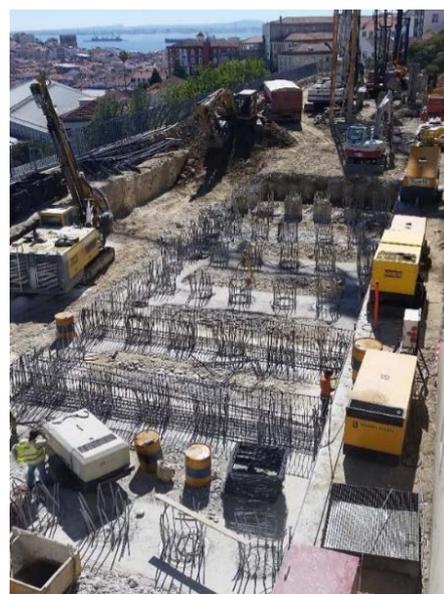


Figura 3.20 - Trabalhos de execução dos contrafortes, (Imagens capturadas pela JET<sub>SJ</sub> 2017)

Importa realçar que todas as estacas, nas cortinas e nos contrafortes, encontram-se ligadas através de vigas de coroamento em betão armado que desempenham um papel fundamental no que respeita à solidarização da estrutura e na transmissão de esforços ao longo dos diversos elementos. Conforme referido para assegurar um maior controlo das deformações do muro inferior que acompanha a Rua das Taipas foi instalado um conjunto de varões pré-esforçados em aço com espaçamentos em planta de 2m (Figura 3.21).



Figura 3.21 - Trabalhos de execução dos varões pré-esforçados, (Imagens capturadas pela JET<sub>SI</sub> 2017.).

De acordo com o projeto (JET<sub>SI</sub>, 2017), após a execução das estacas e das vigas de coroamento, foi realizado um aterro constituído por agregado leve. A escolha do agregado leve teve como principal objetivo a diminuição do peso do aterro e por consequência uma maior estabilidade da encosta, embora com tal medida se tenha obtido uma redução dos impulsos horizontais e das cargas verticais sobre a estrutura.



Figura 3.22 - Trabalhos de execução do aterro com agregado leve, (Imagens capturadas pela JET<sub>SI</sub> 2017.).

Para garantir um correto funcionamento do muro foi aplicado um geotêxtil sob a primeira camada de aterro de agregado leve bem como uma membrana impermeabilizante como mostra a Figura 3.22. A captação e drenagem das águas existentes passou pela reabilitação dos sistemas pluviais existentes (Figura 3.23), tanto na plataforma superior como na plataforma inferior, e pela instalação de drenos sub-horizontais no muro da plataforma inferior que acompanha a Rua das Taipas. Foi igualmente instalada no interior do aterro de agregado leve um sistema de captação de água composto por bandas drenantes (Figura 3.24) que permitia drenar a água que se pudesse infiltrar no aterro conduzindo-a para o sistema de drenagem existente.



Figura 3.23 - Reabilitação dos sistemas de drenagem existentes, (Imagens capturadas pela JETSI)

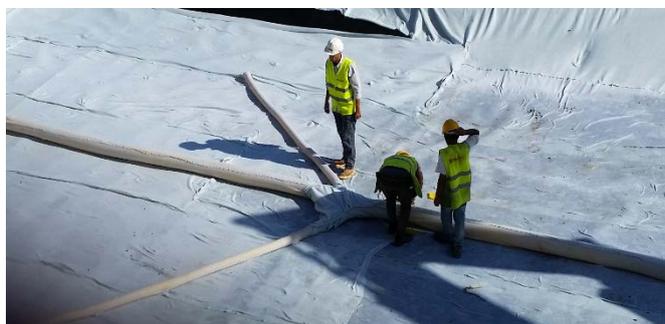


Figura 3.24 - Drenagem da plataforma inferior em aterro de agregado leve (Imagens capturadas pela JETSI).

Devido às condicionantes associados com o enquadramento paisagístico, a solução final passou por repor o mobiliário de jardim existente, bem como toda a infraestrutura de luminárias e áreas de jardim. Deste modo, em cima da camada de agregado leve foi colocada uma camada de solo vegetal necessária para a plantação dos novos canteiros. A intervenção no Miradouro S. Pedro de Alcântara terminou com os trabalhos de reabilitação e conservação (Figura 3.25) realizados no muro da plataforma inferior que consistiram num preenchimento das zonas de juntas, reparação das fissuras, limpeza do muro e reparação do reboco existente na faixa superior do muro, Figura 3.26. No muro da plataforma superior não foram realizados trabalhos uma vez que o mesmo havia sido reabilitado em 2006 e ainda apresentava um bom estado de conservação.



Figura 3.25 - Miradouro de S. Pedro de Alcântara atualmente (adaptado de Google)



Figura 3.26 - Pós reabilitação do muro da plataforma inferior, (Imagens capturadas por JET<sub>SI</sub>).

### 3.7 Resultados da monitorização durante a reabilitação

Após a reabilitação foram mantidos no local alguns instrumentos que permitiram monitorizar o comportamento dos muros após a execução do reforço no miradouro. Foram mantidos alvos topográficos, inclinómetros e piezómetros, sendo que a frequência das leituras foi definida como quinzenal nos primeiros 4 meses após o finalizar dos trabalhos e mensal nos 6 meses posteriores. A monitorização foi executada pela empresa Geoide (2018) sob supervisão da empresa Teixeira Duarte.

Conforme referido existiam 5 inclinómetros colocados antes da execução da reabilitação (Figura 3.17), sendo que com o desenrolar dos trabalhos os inclinómetros I3, I4 e I5 tenham ficado inutilizados restando somente para monitorizar os inclinómetros I1 e I2, situados no patamar superior. Nestes não se registaram evoluções significativas dos deslocamentos parecendo existir uma estabilização geral dos movimentos após a conclusão do reforço.

Em relação ao sistema de observação topográfica, foram mantidos 46 alvos situados como mostra a Figura 3.27. Desses 6 estavam colocados na zona 2 na Rua das Taipas (N1 a N6), existindo 10 no muro norte (M01 a M10). No muro da plataforma superior foram dispostos 8 alvos (T1 e T1B a T4 e T4B). Por sua vez no muro da Travessa Fala Só foram situados outros 8 alvos (T13 a T20) enquanto que no muro da plataforma inferior foram colocados mais 8 (T5 a T12). Deve referir-se que durante a execução das obras alguns alvos foram danificados não tendo sido substituídos.

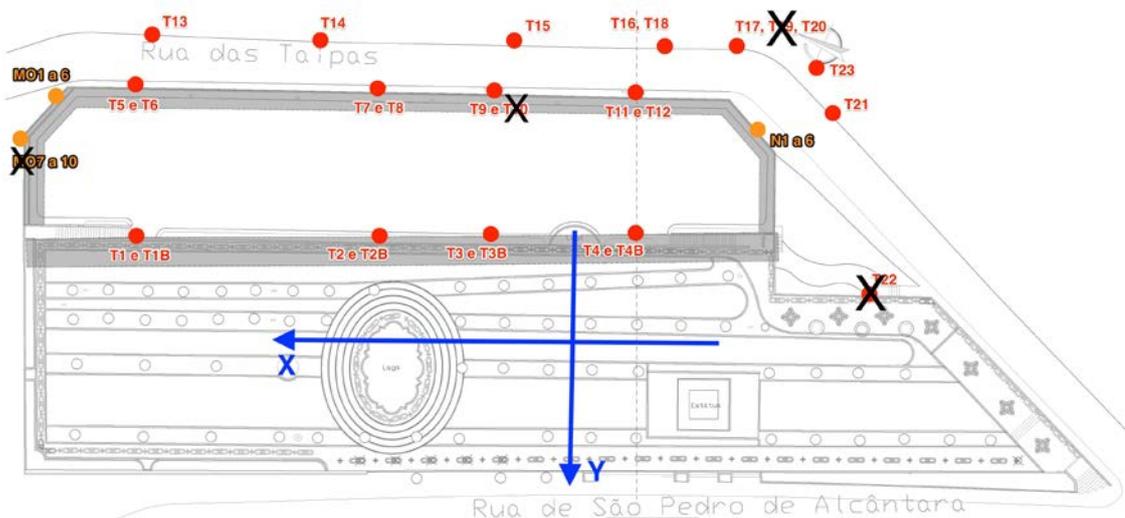


Figura 3.27 – Localização de todos os pontos topográficos Geoide (2018)

De todos os alvos apresentados anteriormente, verificou-se um maior deslocamento em apenas 3, sendo que os restantes não apresentaram grandes deslocamentos tendo por isso sido considerados como estáveis (Geoide, 2018). Na Tabela 3.5 apresentam-se os deslocamentos máximos observados nos 3 alvos que apresentaram maiores deformações (N1, N2 e T1B) tendo sido atingido um assentamento máximo no T1B de 8.6mm. Por sua vez os alvos N1 e N2 apresentaram deslocamentos horizontais de cerca de 10mm. Apesar destas deformações, e tendo em conta que só decorreram durante os trabalhos de reforço, os muros foram considerados globalmente como estando estáveis.

Tabela 3.5 – Maiores deslocamentos assinalados, Geoide (2018).

Alvo	dX (mm)	dY (mm)	dZ (mm)
N1	2.6	-9.6	-4.2
N2	-0.1	-10.7	-3.8
T1B	-3.1	-2.7	-8.6

## **4 ANÁLISE DA ESTABILIDADE DA ENCOSTA**

### **4.1 Introdução**

Os movimentos registados pela campanha de monitorização do Miradouro apontam para um potencial problema de instabilidade global do talude, que engloba não só o Miradouro, mas grande parte da encosta. Tal originou a intervenção apresentada no capítulo anterior sendo que o objetivo deste capítulo é analisar recorrendo a métodos numéricos o incremento de segurança conseguido pela solução adotada e avaliar a possibilidade de utilizar outras soluções de reforço alternativas. Para tal, apresenta-se inicialmente o modelo de elementos finitos utilizado, bem como a metodologia que esteve por base na sua validação. Posteriormente, analisam-se várias soluções alternativas para o reforço do talude e comparam-se os seus resultados com os da solução adotada.

### **4.2 Modelo de elementos finitos**

O recurso ao método de elementos finitos é atualmente uma técnica numérica muito utilizada no âmbito da Engenharia Civil e em particular na área de Geotecnia, devido à possibilidade de modelar com algum realismo o comportamento expectável das obras geotécnicas. Na análise da estabilidade do Miradouro de São Pedro de Alcântara utilizou-se o programa RS3 2019 da Rocscience. Este é um programa vocacionado para a resolução de problemas geotécnicos, onde se pode modelar tridimensionalmente as diferentes etapas construtivas e simular, recorrendo a múltiplas leis constitutivas, o comportamento de solos. O programa permite igualmente avaliar o fator de segurança de uma dada fase recorrendo à metodologia “ $\phi$ -c reduction” apresentada sumariamente no capítulo 2.

#### **4.2.1 Características gerais do modelo**

O modelo de cálculo utilizado é apresentado na Figura 4.1 e procura reproduzir o mais fielmente possível a geometria da encosta do Miradouro de São Pedro de Alcântara apresentada na Figura 3.3. Devido aos constrangimentos de tempo associados a efetuar análises 3D optou-se inicialmente por considerar uma largura de 70m, aproximadamente metade da real, um

comprimento de 140m, que incluía para além dos patamares zonas com dimensões apropriadas de forma a não restringir as deformações do Miradouro, e uma altura de 58m, suficiente para não interferir com quaisquer superfícies de rotura que se pudessem desenvolver. Considerou-se no plano transversal a inclinação dos diversos estratos de acordo com o proposto pelo relatório geológico geotécnico (Geotest, 2016), admitindo-se, contudo, que não existia nenhuma modificação geológica ao longo do plano longitudinal. Atendendo à incerteza existente nas dimensões dos muros optou-se, numa primeira fase, por considerar a geometria definida nas Figura 3.12 a Figura 3.14, efetuando-se posteriormente um estudo para avaliar o impacto que as dimensões dos muros podem ter na estabilidade global do talude. Também os 3 muros de suporte existentes foram considerados com dimensões constantes no plano longitudinal. Tal resultou num modelo que apesar de 3D tem uma geometria base transversal 2D. Contudo, as restrições ao nível das fronteiras existentes e o carácter pontual de algumas soluções de reforço fazem com que seja necessário utilizar um modelo com toda esta complexidade.

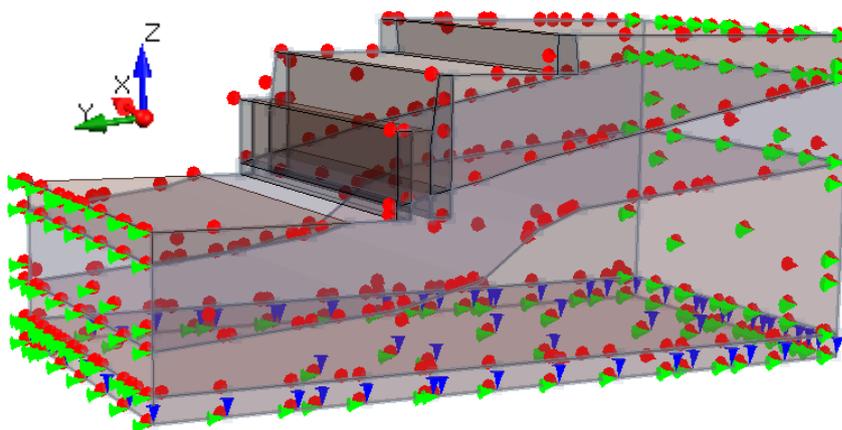


Figura 4.1 – Modelo de elementos finitos RS3.

#### 4.2.2 Características do solo e das estruturas de suporte

Como foi referido na secção 3.3, numa fase preliminar da obra, existiu uma campanha de prospeção que permitiu estimar as propriedades das formações e dos muros de suporte das plataformas. Face os resultados da campanha de prospeção geotécnica a empresa Geotest (2016) definiu as propriedades geotécnicas apresentadas na Tabela 3.1 e que serviram de base para o estudo efetuado. Para a ZG1, dada a sua constituição granular, considerou-se que esta camada tinha um comportamento drenado com um critério de rotura definido pela envolvente de Mohr-Coulomb, caracterizada por um ângulo de resistência ao corte  $\phi'$  e uma coesão nula, foi ainda definido um peso volúmico de  $17 \text{ kN/m}^3$ . Por outro lado, as zonas ZG2 e ZG3, com um peso volúmico de  $18 \text{ kN/m}^3$  e  $19 \text{ kN/m}^3$ , respetivamente, têm um comportamento mais

complexo devido à sua matriz argilosa. Uma vez que o estudo efetuado por Carvalho (2017) incidiu sobre a avaliação da estabilidade do talude a longo prazo, tendo para estas duas camadas sido admitido um comportamento drenado com os parâmetros resistentes definidos em tensões efetivas, optou-se neste estudo por efetuar as análises considerando a situação a curto prazo, potencialmente mais crítica para estes materiais, tendo sido admitido como parâmetro resistente a resistência não drenada,  $C_u$ . Como tal, realizaram-se análises em tensões totais, pelo que não se considerou a presença da água no maciço.

Tendo por base os resultados dos carotes efetuados nos muros admitiu-se para estes um peso volumico de  $20\text{kN/m}^3$ . Considerou-se igualmente que todos os muros tinham um comportamento linear elástico caracterizado por um módulo de Young de  $20\text{GPa}$  e um coeficiente de Poisson de  $0.3$ .

#### 4.2.3 Malha utilizada no modelo e cargas aplicadas

Na malha de elementos finitos utilizada nas análises utilizaram-se elementos tetraédricos. Sabendo-se da importância que a malha de elementos finitos utilizada tem nos resultados, mas também do custo computacional associado a malhas densas, procurou-se um compromisso entre ambos os aspetos tendo sido definida uma malha mediantemente refinada com  $300000$  elementos, como mostra a Figura 4.2. Relativamente as condições-fronteira do modelo (Figura 4.2), considerou-se que os movimentos horizontais perpendiculares às fronteiras laterais estavam restringidos. Por sua vez na base do modelo todos os deslocamentos foram restringidos simulando a presença de um estrato indeformável. À superfície não existiu qualquer limitação aos movimentos. Por forma a simular as árvores e plantas existentes foi aplicada uma carga de  $5\text{kN/m}^2$  em toda a superfície representativa das plataformas superior e inferior e da Rua das Taipas.

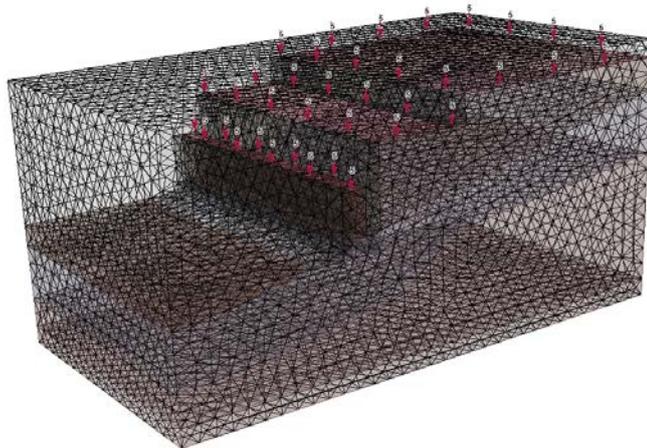


Figura 4.2 – Malha de elementos finitos utilizada no modelo

#### 4.2.4 Faseamento considerado

O faseamento construtivo assumido no modelo é simplesmente constituído por duas fases. Na primeira efetuou-se a geração das tensões iniciais, tendo-se para tal considerado um campo de tensões gravítico. Na segunda fase através da metodologia “phi/c reduction”, que no RS3 é designada por SSR (Shear Strength Reduction), foi possível avaliar qual o fator de segurança do talude.

### 4.3 Calibração do modelo

Conforme referido o talude do Miradouro de São Pedro de Alcântara encontrava-se numa situação precária pelo que se podia inferir que o fator de segurança para as condições existentes antes da reabilitação era próximo de 1.1 segundo Carvalho (2017). Tendo esse valor por referência efetuou-se um estudo de retroanálise para tentar perceber quais seriam os parâmetros geotécnicos que davam origem a um fator de segurança compatível com o estimado para as condições in-situ. Tendo em conta que existiam 3 camadas de solo com uma grande variação de parâmetros resistentes foi definida uma estratégia faseada para conseguir definir quais os parâmetros de referência para cada camada. Em cada fase os valores dos parâmetros presentes na Tabela 3.1 foram alterados, mas mantendo-se sempre dentro de cada intervalo proposto.

#### 4.3.1 Fase 1

Por forma a enquadrar os possíveis valores do fator de segurança foram analisados 2 cenários distintos. No primeiro considerou-se os parâmetros resistentes no seu valor mínimo em todas as camadas enquanto que no segundo cenário efetuou-se o oposto, conseguindo-se assim dois valores extremos possíveis para o fator de segurança do talude, FS. Os parâmetros considerados em cada um dos cenários estão apresentados na Tabela 4.1. Nestas análises foi considerada a possibilidade de existir uma diminuição das propriedades resistentes em todas as camadas.

Os resultados correspondentes aos dois cenários apresentam-se na Figura 4.3 e na Figura 4.4 tendo-se obtido FS extremos de 0.5 e 2.0, respetivamente. Estas análises permitem concluir que as condições correspondentes ao limite inferior estabelecem um FS que é menor que o real, uma vez que com esses parâmetros o talude já tinha colapsado. Por outro lado, aos parâmetros máximos corresponde um FS claramente superior ao existente, dadas as condições de iminência de rotura observadas. Naturalmente dado o carácter 2D da geometria não existe qualquer variação nos resultados segundo o plano longitudinal. Contudo, um dos aspetos mais importantes a salientar prende-se com a superfície de deslizamento associada a cada cenário. No cenário 1 tem-se uma superfície mais profunda que vai praticamente até à fronteira da ZG3

enquanto que no segundo cenário a superfície é bem mais superficial e mal penetra na camada ZG2. Do exposto retira-se uma conclusão importante, é que em ambos os casos a zona geológica ZG3 não parece ter qualquer influencia nos resultados. Como tal, e tendo em consideração o pequeno intervalo de variação do Cu [300 – 360] desta camada, considerou-se que seria razoável fixar para todos os cálculos posteriores o seu valor em 330kPa que corresponde ao valor médio do intervalo de variação.

Tabela 4.1 – Parâmetros geotécnicos adotados para a fase 1

Parâmetros	Cenário 1			Cenário 2		
	ZG1	ZG2	ZG3	ZG1	ZG2	ZG3
Zona geotécnica	ZG1	ZG2	ZG3	ZG1	ZG2	ZG3
SSR	Sim			Sim		
$\phi'$ (°)	25	-	-	30	-	-
Cu (kN/m <sup>2</sup> )	-	40	300	-	240	360
E' (MPa)	5	-	-	15	-	-
Eu (MPa)	-	12	90	-	72	140

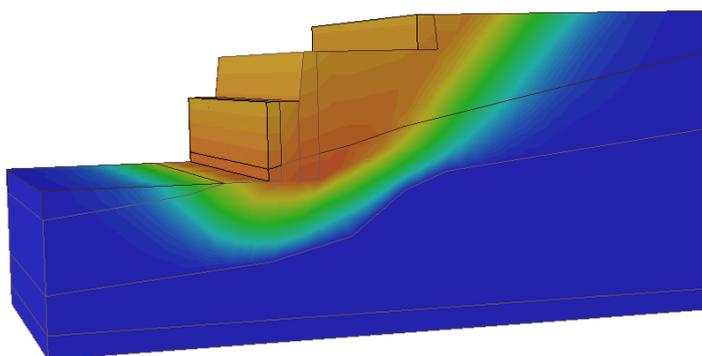


Figura 4.3 – Fase 1: Superfície de deslizamento para o cenário 1 - FS = 0.5

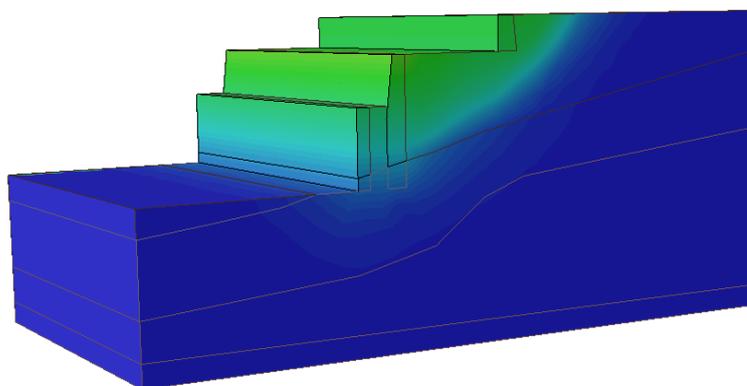


Figura 4.4 – Fase 1: Superfície de deslizamento para o cenário 2 - FS = 2.0

### 4.3.2 Fase 2

Numa segunda fase, e já com os parâmetros da ZG3 fixos, procurou-se avaliar a dependência do fator de segurança da zona geológica ZG1. Assim, também neste caso efetuaram-se dois cálculos com os parâmetros apresentados na Tabela 4.2 que, analogamente ao cenário anterior, são os limites inferior e superior respetivamente, do intervalo de variação da ZG1. No entanto, para ambos os cálculos não foi considerada a possibilidade de existir diminuição das propriedades resistentes nas zonas geológicas ZG2 e ZG3, fazendo assim com que apenas as propriedades da ZG1 pudessem variar. Os parâmetros da ZG2 foram nesta fase mantidos com o seu valor máximo de resistência.

Os resultados obtidos são apresentados na Figura 4.5 e na Figura 4.6, tendo sido obtido um FS de 1.7 e 2.2, respetivamente para o cenário 1 e 2. Tal como seria expectável a superfície de rotura é similar nestes casos e praticamente se encontra totalmente localizada dentro da ZG1. Mediante os resultados pode concluir-se que a zona geológica ZG1 tem alguma influência na instabilidade do talude, embora esta seja algo limitada. Com efeito uma diminuição do ângulo de resistência ao corte de 30 para 25° apenas se traduz numa descida do FS de 2.2 para 1.7, valor mínimo este que ainda se encontra longe da situação de rotura sendo bastante superior ao expectável face às condições existentes. Do exposto verifica-se que a zona geológica que mais condiciona a estabilidade do talude é a ZG2, tendo-se, em função dos resultados obtidos, optado por fixar o ângulo de resistência ao corte da ZG1 como sendo o valor médio do intervalo de variação,  $\phi=27^\circ$ .

Tabela 4.2 - Parâmetros geotécnicos adotados para a fase 2

Parâmetros	Cenário 1			Cenário 2		
	ZG1	ZG2	ZG3	ZG1	ZG2	ZG3
Zona geotécnica	ZG1	ZG2	ZG3	ZG1	ZG2	ZG3
SSR	Sim	Não	Não	Sim	Não	Não
$\phi'$ (°)	25	-	-	30	-	-
Cu (kN/m <sup>2</sup> )	-	240	330	-	240	330
E' (MPa)	5	-	-	15	-	-
Eu (MPa)	-	72	115	-	72	115

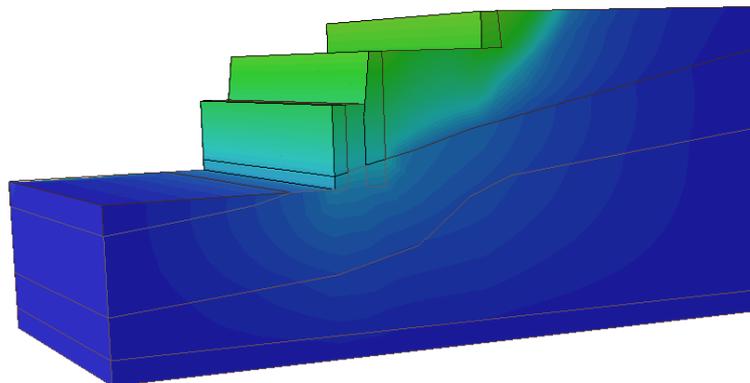


Figura 4.5 – Fase 2: Superfície de deslizamento para o cenário 1 - FS = 1.7

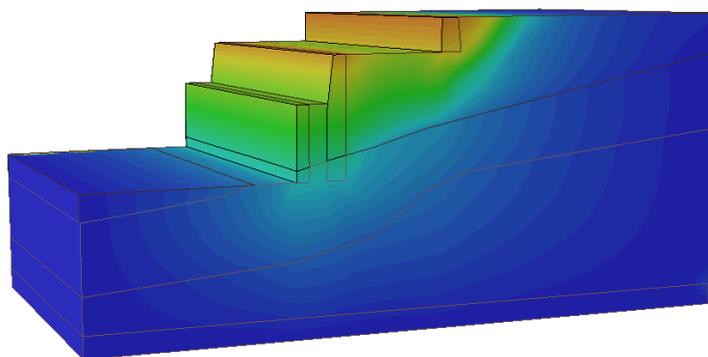


Figura 4.6 – Fase 2: Superfície de deslizamento para o cenário 2 - FS = 2.2

### 4.3.3 Fase 3

Como referido anteriormente, a zona geológica ZG2 parece ser a que tem maior influência na estabilidade do talude, pelo que se optou nesta terceira fase por avaliar isoladamente a sua influência. Para tal, efetuou-se um cálculo onde foram fixos os parâmetros das zonas ZG1 e ZG3 e se impediu que os mesmos fossem reduzidos na análise. Assim, apenas existiu redução das propriedades resistentes na ZG2, tendo-se considerado com ponto de partida para o cálculo o valor máximo de resistência não drenada possível no intervalo de variação (Tabela 4.3).

Na Figura 4.7 apresenta-se o resultado obtido podendo verificar-se que neste caso a superfície de rotura desenvolve-se preferencialmente na ZG2. O fator de segurança obtido para esta análise foi de 2.6, pelo que pela Equação 2.4 o valor de  $C_u$  que originou a rotura foi de 96kPa. Note-se que o valor de FS mais elevado que o obtido na Fase 1 para o cenário 2 (valores máximos) é justificável dado que nesta análise somente se considerou a redução dos parâmetros da zona ZG2 permanecendo os das restantes zonas nos seus valores médios, ao contrário do que sucedeu na fase 1 onde os parâmetros de todas as camadas foram reduzidos.

Tabela 4.3 - Parâmetros geotécnicos adotados para a fase 3

Parâmetros	Zona geotécnica		
	ZG1	ZG2	ZG3
SSR	Não	Sim	Não
$\phi'$ (°)	27	-	-
Cu (kN/m <sup>2</sup> )	-	240	330
E' (MPa)	10	-	-
Eu (MPa)	-	72	115

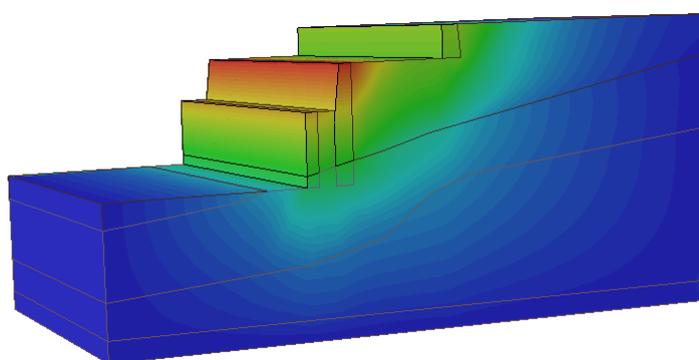


Figura 4.7 – Fase 3: Superfície de deslizamento para o cenário 1 - FS = 2.6

Seguidamente para validar os resultados obtidos foi executado um cálculo adicional considerando para a zona geológica ZG2 um Cu de 95kPa (Tabela 4.4). Todos os restantes parâmetros e condicionantes ao cálculo permaneceram inalteradas.

Tal como esperado, o FS obtido foi de 1.0, encontrando-se a superfície crítica de deslizamento representada na Figura 4.8, sendo esta em tudo similar à do cálculo anterior. Naturalmente é expectável que os parâmetros resistentes da camada ZG2 sejam um pouco superiores ao limite inferior de 95kPa uma vez que na realidade o talude não estava na iminência do colapso. Como também não se permitiu a redução dos parâmetros das zonas ZG1 e ZG3 é natural que a potencial contribuição destes solos para a rotura faça com que o valor de Cu da ZG2 seja superior ao estimado, embora não deva andar muito longe do obtido.

Tabela 4.4 - Parâmetros geotécnicos adaptados para a validação do modelo

Parâmetros	Zona geotécnica		
	ZG1	ZG2	ZG3
RSS	Sim	Sim	Sim
$\phi'$ (°)	27	-	-
Cu (kN/m <sup>2</sup> )	-	95	330
E' (MPa)	10	-	-
Eu (MPa)	-	28.5	115

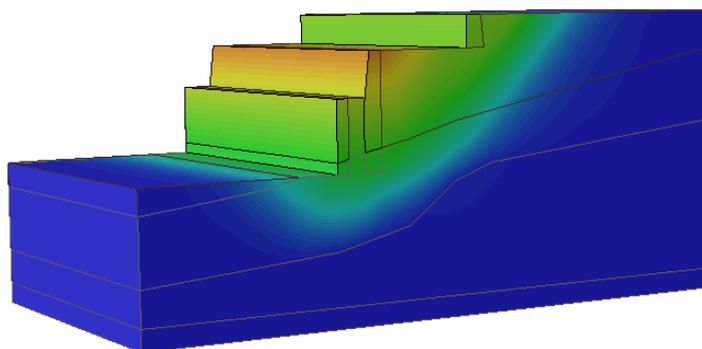


Figura 4.8 – Fase 3: Superfície de deslizamento para a validação do modelo - FS = 1.0

#### 4.3.4 Parâmetros de referência adotados

Tendo por base a metodologia efetuada conseguiu-se estimar de forma aproximada os parâmetros de resistência das zonas geológicas. Na Tabela 4.5 apresentam-se os parâmetros de referência considerados para as 3 zonas geotécnicas. Para a definição do  $C_u$  da ZG2 teve-se em consideração os resultados de Carvalho (2017) que estimavam um FS inicial da encosta como sendo 1.1, tendo-se iterativamente testado diversos valores de  $C_u$  até se estabelecer 110kPa como referência. Na Figura 4.9 apresenta-se a superfície de rotura crítica associada à situação de referência podendo observar-se que a mesma se estende até à ZG2 mas não intersecta a ZG3. Na Figura 4.10 é mostrada a plastificação existente podendo observar-se que na situação de rotura grande parte dos estratos ZG1 e ZG2 encontram-se em cedência.

Na Figura 4.11 apresentam-se os deslocamentos horizontais obtidos no inclinómetro I4 normalizados pelo seu valor máximo que foi registado à superfície (Figura 3.16). Sobreposto na figura encontram-se igualmente os deslocamentos horizontais normalizados determinados no cálculo podendo verificar-se uma excelente concordância em profundidade. Não só na análise numérica também se verifica que o deslocamento máximo ocorre à superfície como a zona afetada pela superfície crítica, até uma profundidade de 32m, se encontra praticamente coincidente com a registada pelo inclinómetro. Este resultado comprova que a retroanálise efetuada parece ser fiável e adequada para reproduzir numericamente as condições existentes no local antes da intervenção de reforço.

Tabela 4.5 - Parâmetros geotécnicos da solução final.

Parâmetros	Zona geotécnica		
	ZG1	ZG2	ZG3
$\gamma$ (kN/m)	17	18	19
$\phi'$ (°)	27	-	-
Cu (kN/m <sup>2</sup> )	-	110	330
E' (MPa)	10	-	-
Eu (MPa)	-	33	115

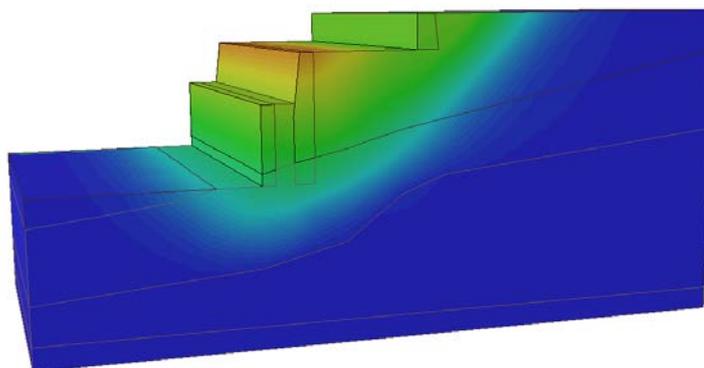


Figura 4.9 – Superfície de deslizamento para os parâmetros de referência - FS = 1.1

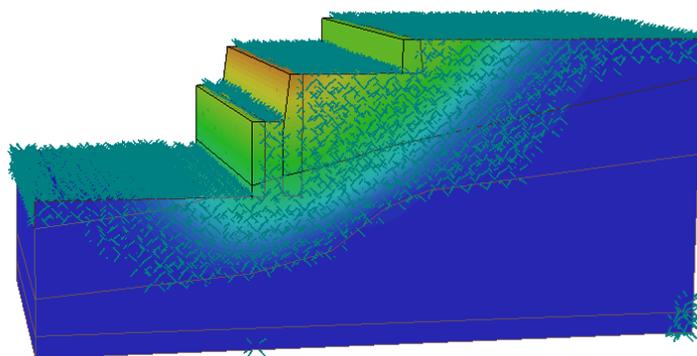


Figura 4.10 – Pontos plastificados para os parâmetros de referência.

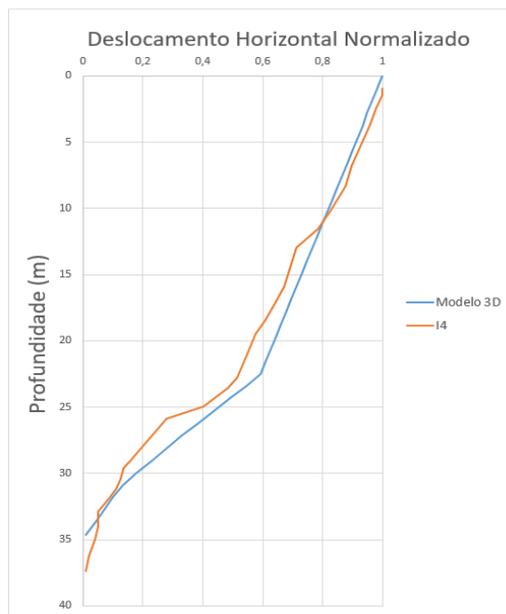


Figura 4.11 – Representação comparativa, dos deslocamentos no modelo com os deslocamentos no I4.

#### 4.4 Influência da geometria do muro

Conforme referido anteriormente existem algumas incertezas relativas à geometria dos vários muros de suporte, e em particular do muro do patamar inferior. Para tentar avaliar a influência que este aspeto podia ter foram realizadas duas análises adicionais onde se consideraram muros de maiores dimensões, estimadas tendo por base os resultados da prospeção efetuada. No primeiro caso manteve-se a espessura do muro do patamar inferior, mas aumentou-se a sua altura de 4.5m, ficando o muro com um total de 27m. No segundo caso para além da maior altura considerou-se ainda uma maior espessura que passou de 4m para 7m. Nestas duas análises utilizaram-se os parâmetros geotécnicos de referência (Tabela 4.5).

A primeira análise onde se aumentou o comprimento do muro do patamar inferior não produziu impacto relevante na estabilidade da encosta. O FS permaneceu inalterado em 1.1 e a superfície crítica, representada Figura 4.12, é somente ligeiramente mais profunda que a obtida na situação de referência. Do exposto conclui-se que mesmo que o muro tivesse uma altura de 27m não existiria um aumento relevante de segurança. Por outro lado, na segunda análise onde se considerou uma maior espessura do muro obteve-se um FS de 1.2 ligeiramente superior ao do cálculo de referência. A superfície crítica obtida (Figura 4.13) é neste caso visivelmente maior, envolvendo um maior volume de solo e prolongando-se praticamente até à ZG3. Apesar das diferenças observadas pode se concluir que as alterações das dimensões do muro do patamar inferior não têm um grande impacto na estabilidade do talude pelo que nos cálculos subsequentes se optou por manter as dimensões iniciais de referência.

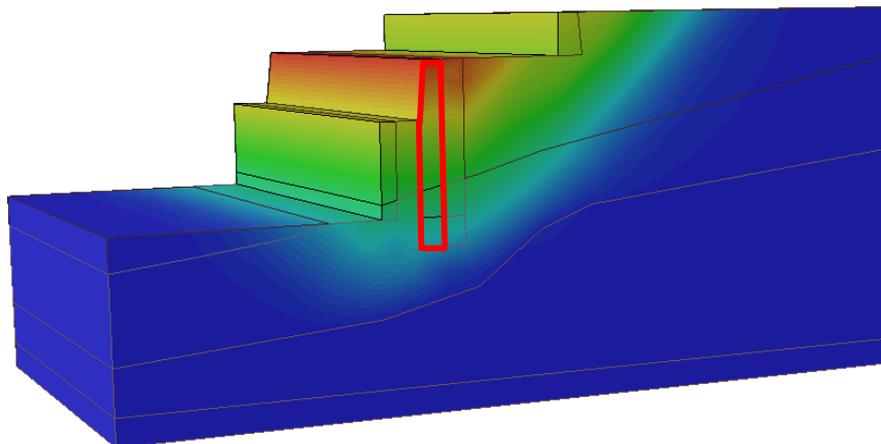


Figura 4.12 – Superfície de deslizamento para o muro com maior comprimento - FS = 1.1

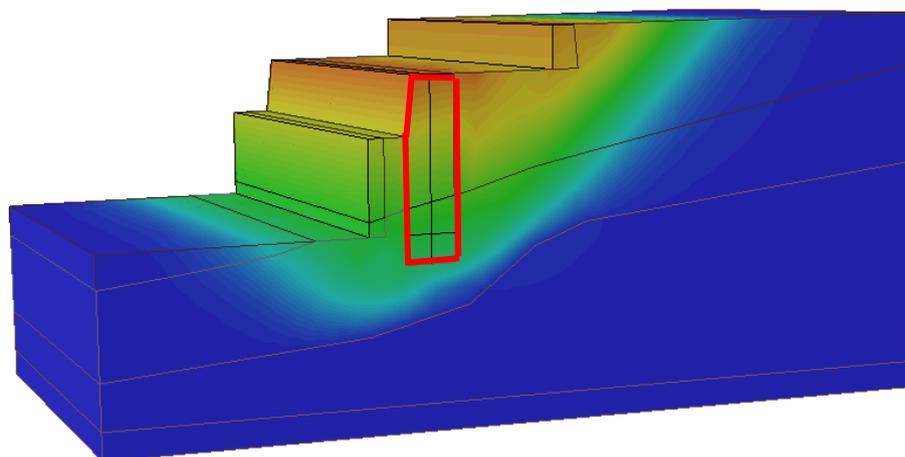


Figura 4.13 – Superfície de deslizamento para o muro com maior espessura - FS = 1.2

#### 4.5 Influência das condições fronteira do modelo 3D

Como mostram os resultados dos inclinómetros, e é particularmente evidente na Figura 4.14, a presença de prédios do lado Norte do Miradouro pode ter restringido as deformações medidas. Também junto ao lado Sul verificaram-se menores deformações sendo que neste caso apenas existe o muro lateral do Miradouro que pode servir como elemento de maior rigidez. No modelo numérico 3D inicialmente considerado estas eventuais restrições não foram tidos em conta tendo-se inclusivamente apenas modelado 70m de comprimento em vez dos 130m realmente existentes. Para avaliar a influência das restrições laterais foi criado um novo modelo com geometria igual ao anterior, mas com uma largura de 130m, para assim tornar o modelo mais próximo do real.

A influência das condições fronteira foi avaliada através de três análises. Na primeira análise o modelo foi igual ao utilizado na calibração com a única diferença a ser a sua extensão que passou a ser de 130m (Figura 4.15a)). Na segunda análise simulou-se uma eventual restrição causada pelos prédios, tendo sido considerada uma restrição adicional dos movimentos segundo o eixo Y na lateral assinalada na Figura 4.15b). Por último, na terceira análise os deslocamentos segundo o eixo dos Y foram restringidos nas duas laterais, como ilustra a Figura 4.15c).

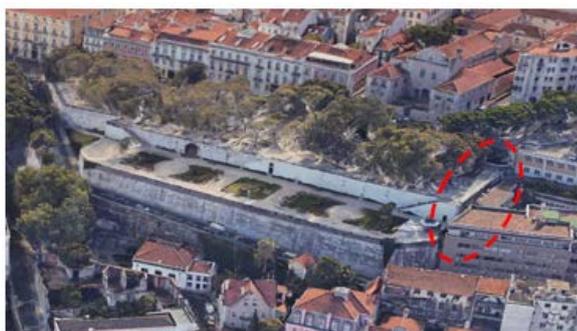


Figura 4.14 – Ponto do miradouro onde poderá existir influência das condições fronteira, (adaptado de Google Earth).

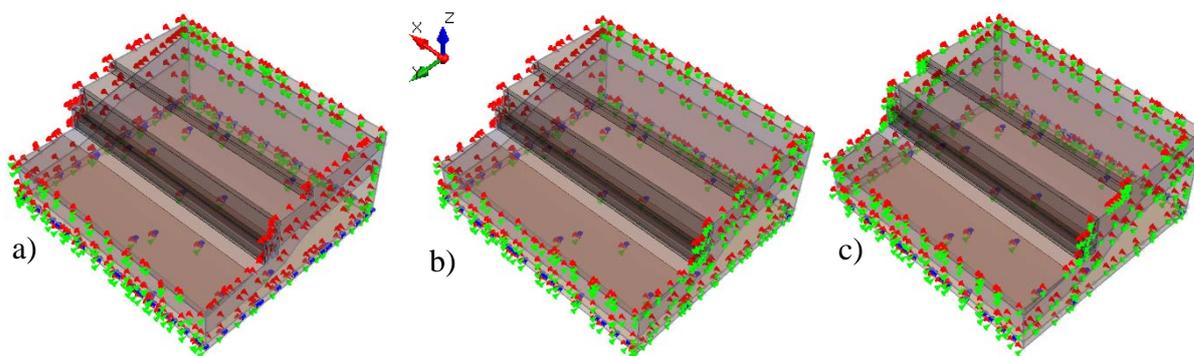


Figura 4.15 – Condições fronteira das três análises avaliadas

Os resultados obtidos para as 3 análises são apresentados nas Figura 4.16 a Figura 4.18, podendo observar-se que, tal como expectável, aumentar a extensão do modelo não interfere com o FS mantendo-se este igual a 1.1 como no caso de referência. Por sua vez quando existe uma restrição lateral parcial a superfície crítica deixa de ser 2D, dado estar limitada de um dos lados, verificando-se um aumento substancial do FS para 3.9. Naturalmente no lado restringido não se verifica qualquer deformação enquanto que na face livre observa-se uma superfície crítica similar à obtida no caso de referência. Por sua vez no modelo com restrição lateral total observa-se um ainda maior FS que passa para 4.2, sendo que neste caso apenas a zona central do modelo apresenta deformações. Comparando os resultados com os dados dos inclinómetros pode-se concluir que a hipótese de deformação nula nas faces laterais é demasiado limitativa e não corresponde à realidade dando origem a FS muito superiores aos expectáveis. Embora os

dados dos inclinómetros confirmem alguma restrição de movimentos estes não são nulos como nos casos adicionais simulados pelo que nas futuras análises se considerou que o modelo de referência, em que apenas se consideravam os 70m centrais do Miradouro e sem qualquer restrição lateral, era mais representativo das condições locais existentes, particularmente das observadas na zona central do Miradouro.

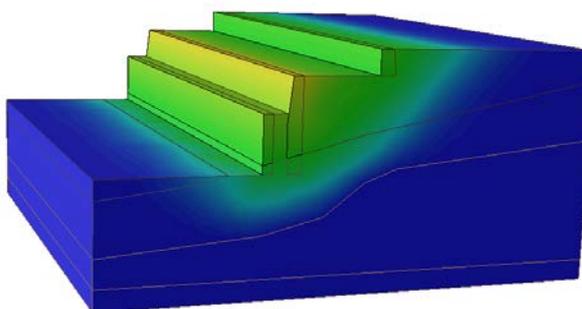


Figura 4.16 – Superfície de deslizamento no modelo com 130m sem restrições - FS = 1.1

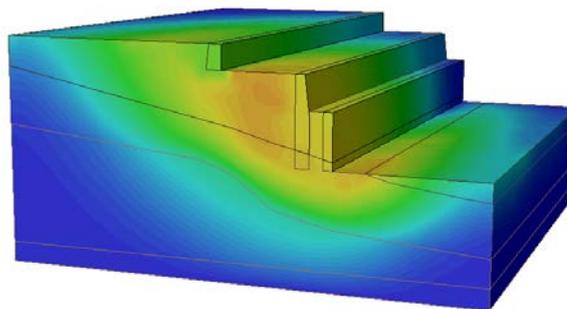


Figura 4.17 - Superfície de deslizamento no modelo com 130m com restrição lateral parcial - FS = 3.9

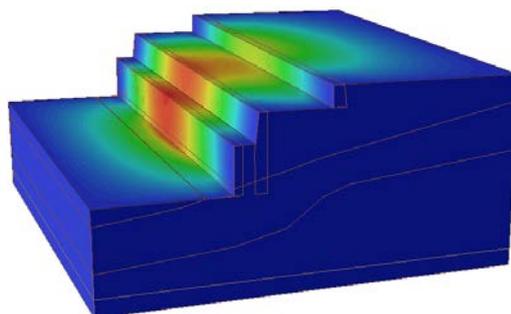


Figura 4.18 - Superfície de deslizamento no modelo com 130m com restrição lateral total - FS = 4.2

#### 4.6 Análise das soluções de reforço do talude

Tendo em conta todas as condicionantes existentes procurou-se nesta secção apresentar diversas soluções construtivas que pudessem reforçar adequadamente o talude. Essas soluções foram divididas em três grupos: reforços pontuais, reforços contínuos e reforços em caixões, sendo para cada um destes grupos foram estudadas diversas soluções. Com esta análise procurou-se alcançar uma solução alternativa que implicasse uma estrutura de reforço menos complexa e com um nível de segurança idêntico à utilizada em obra. Devido aos estratos mais competentes se desenvolverem a uma profundidade relativamente elevada, não foi admitido como viável o uso de ancoragens ou pregagens. Assim, tal como na solução adotada em obra também se considerou neste estudo a utilização de estacas de betão, de 1m de diâmetro, situadas no patamar inferior, devidamente apoiadas no estrato mais competente e posicionadas a uma cota inferior

à superfície de rotura, comprimento de 37m, considerando-se, contudo, geometrias distintas. Admitiu-se para todos os reforços um peso volúmico de  $20\text{kN/m}^3$  e que estes tinham um comportamento linear elástico caracterizado por um módulo de Young de 20GPa e um coeficiente de Poisson de 0.3.

#### 4.6.1 Reforços pontuais

Tirando partido do modelo 3D começou-se por analisar a influência de utilizar apenas reforços pontuais na estabilização do talude. O primeiro caso analisado correspondeu ao reforço do talude por intermédio de 8 painéis, cada um com 3 estacas o que perfazia 3m de comprimento por 1m de largura, afastados entre eles de 5 metros, colocados longitudinalmente junto ao muro delimitador do patamar superior, e dispostos como mostra a Figura 4.19. A utilização deste reforço pontual traduz-se numa melhoria do FS de 1.1 para 1.3. Verifica-se igualmente pela análise da Figura 4.20 que a superfície crítica é bem mais limitada e apenas abrange o patamar inferior, concluindo-se assim que o posicionamento deste reforço melhora as condições de estabilidade do patamar superior embora globalmente ainda se tivesse um FS abaixo do desejável.

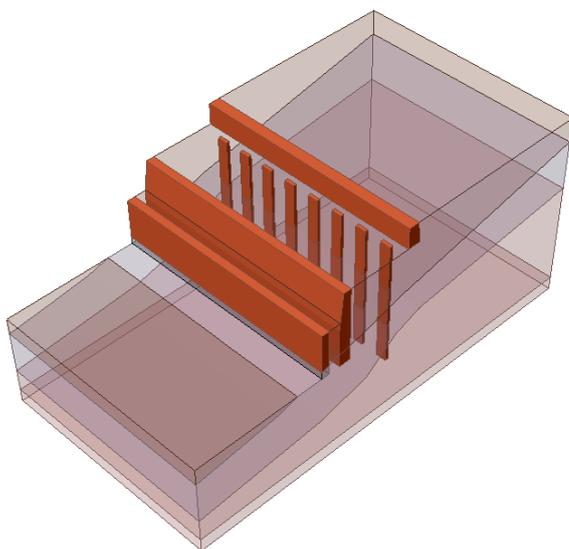


Figura 4.19 – 8 painéis de estacas pontuais

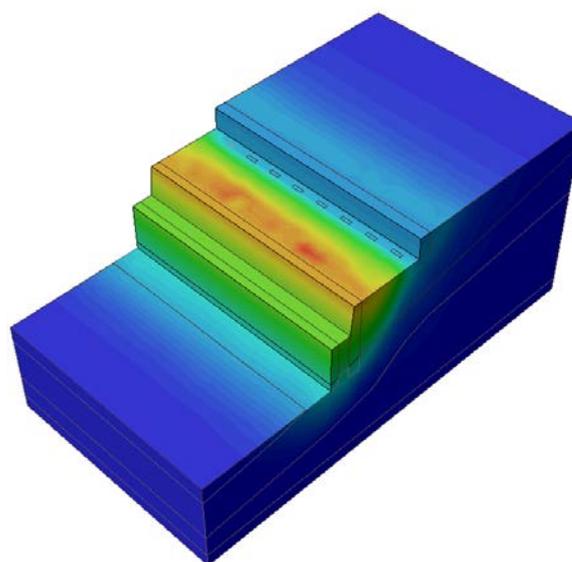


Figura 4.20 – Superfície de deslizamento - FS = 1.3

Num segundo cenário consideraram-se um total de 16 painéis de estacas, cada um com 3 estacas ( $3 \times 1\text{m}$ ). Contudo, os painéis foram considerados em dois alinhamentos longitudinais distintos, junto ao patamar superior e a meio do patamar inferior, cada um com 8 painéis afastados de 5m e desalinhados como mostra a Figura 4.21. Neste caso verificou-se nova melhoria do FS que aumentou para 1.4 e uma mudança da superfície crítica que embora se estenda ao patamar superior encontra-se algo limitada pelos reforços colocados a meio do patamar inferior (Figura

4.22). Este resultado mostra que a colocação de um conjunto de reforços pontuais a meio do patamar inferior não se traduz necessariamente num grande incremento de segurança.

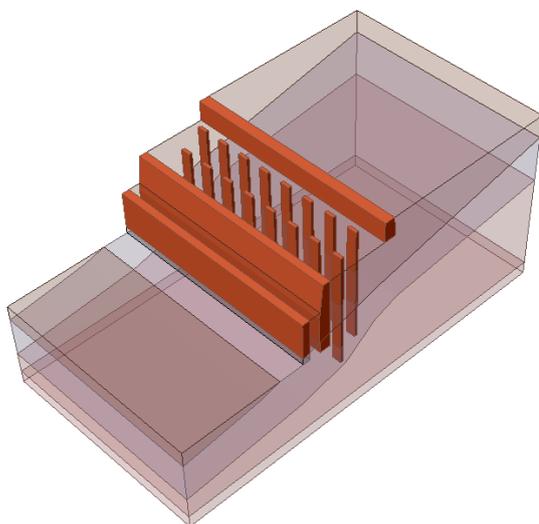


Figura 4.21 – 16 painéis de estacas pontuais em dois alinhamentos desencontrados

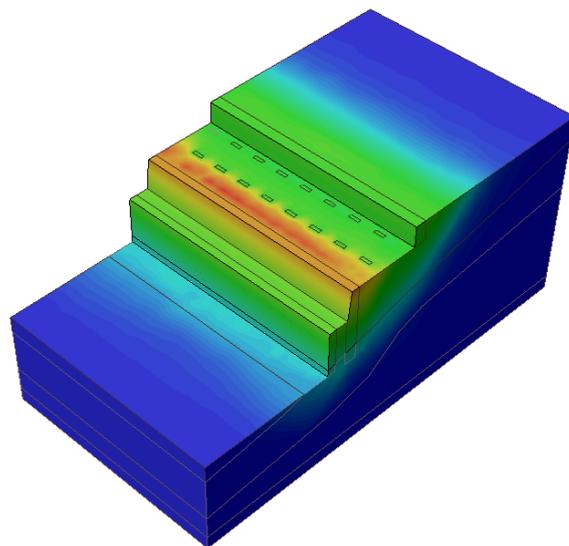


Figura 4.22 - Superfície de deslizamento - FS = 1.4

No terceiro cenário consideraram-se 9 painéis de estacas, cada um composto por 10 estacas (10x1m), afastados de 7 metros, colocados perpendicularmente aos muros de suporte, como mostra a Figura 4.23. Com a presente solução procurou-se observar qual a eficiência de um reforço que possuía uma maior rigidez transversal na direção dos deslocamentos. Do resultado da modelação numérica obteve-se um aumento do FS para 1.3, que embora seja superior ao inicial não confere grande estabilidade ao talude. Pode, no entanto, observar-se pela Figura 4.24 que a superfície crítica é consideravelmente mais limitada e apenas se estende até à localização dos painéis, encontrando-se toda a zona atrás destes aparentemente estabilizada.

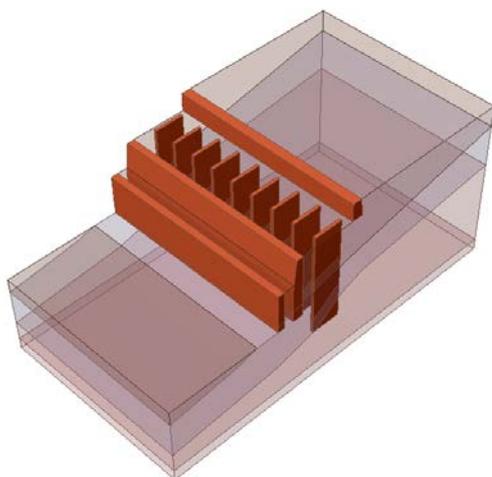


Figura 4.23 – 9 painéis de estacas pontuais colocados perpendicularmente aos muros

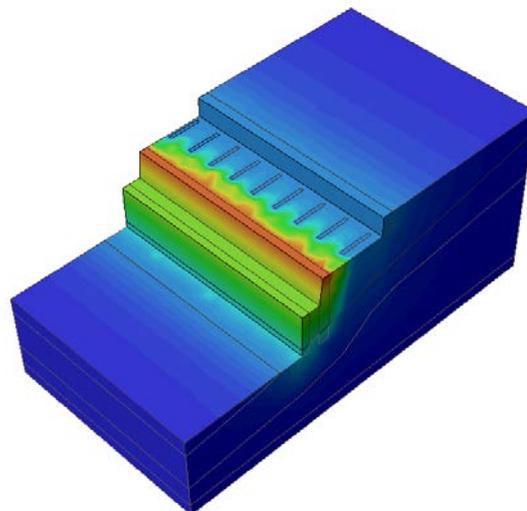


Figura 4.24 - Superfície de deslizamento - FS = 1.3

Uma última análise efetuada neste grupo teve por base a anterior tendo, no entanto, sido considerados 17 painéis de estacas em vez dos anteriores 9, com as mesmas dimensões só com um afastamento entre eles de apenas 3 metros. Neste caso verificou-se um aumento do FS para 1.5, tendo-se igualmente constatado que, a exemplo do caso anterior, a superfície de deslizamento apenas afeta a zona à frente dos reforços (Figura 4.26).

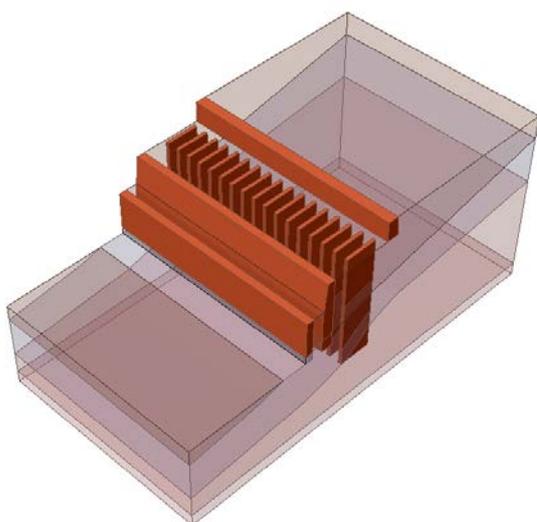


Figura 4.25 - 17 painéis de estacas pontuais colocados perpendicularmente aos muros

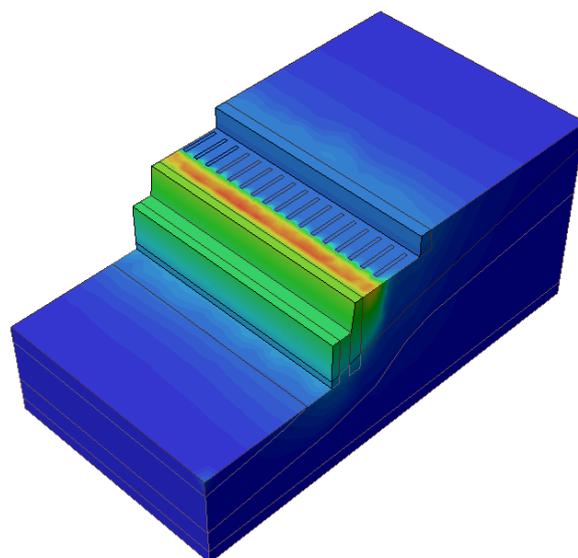


Figura 4.26 - Superfície de deslizamento - FS = 1.5

#### 4.6.2 Reforços contínuos

Nesta secção apresentam-se os resultados da modelação numérica referentes ao grupo dos reforços contínuos. Analisaram-se três casos: a colocação de estacas secantes formando uma parede contínua num alinhamento próximo do patamar superior (Figura 4.27); a colocação de estacas secantes formando uma parede contínua num alinhamento situado a meio do patamar inferior (Figura 4.29) e; a junção dos dois casos anteriores que resultou em duas paredes contínuas de estacas (Figura 4.31).

No primeiro caso alcançou-se um FS de 1.3, com a colocação da parede a meio do patamar o FS aumentou para 1.5 enquanto que a utilização de duas paredes resultou num FS de 1.7. Em termos de superfícies de deslizamento, Figura 4.28, Figura 4.30 e Figura 4.32, verifica-se algo similar ao obtido no caso dos reforços pontuais com a colocação da parede a não permitir que a cunha se desenvolva significativamente para lá desta. Estes resultados mostram que a utilização de reforços contínuos, incrementam a segurança e condicionam a superfície crítica embora só com a construção de duas paredes se comecem a ter FS aceitáveis.

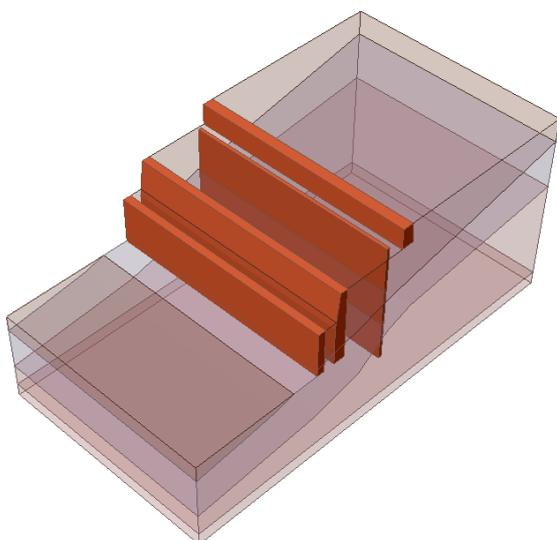


Figura 4.27 – Parede contínua junto ao patamar superior

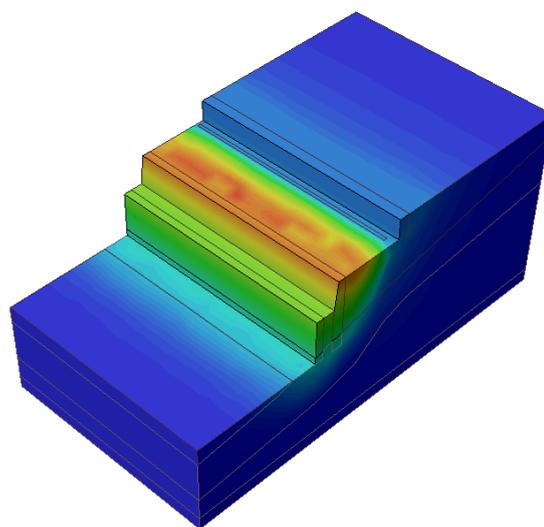


Figura 4.28 - Superfície de deslizamento - FS = 1.3

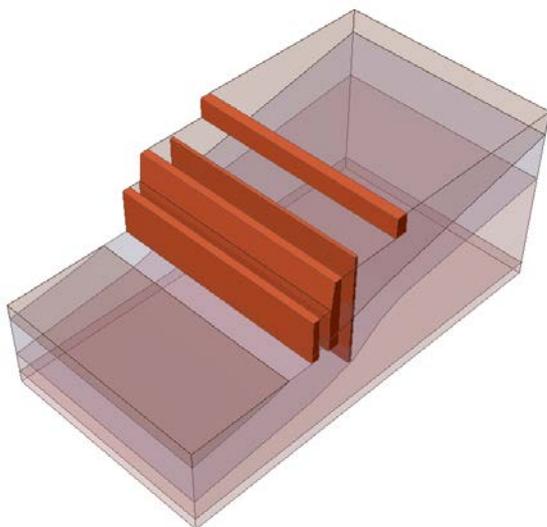


Figura 4.29 - Parede contínua a meio do patamar inferior

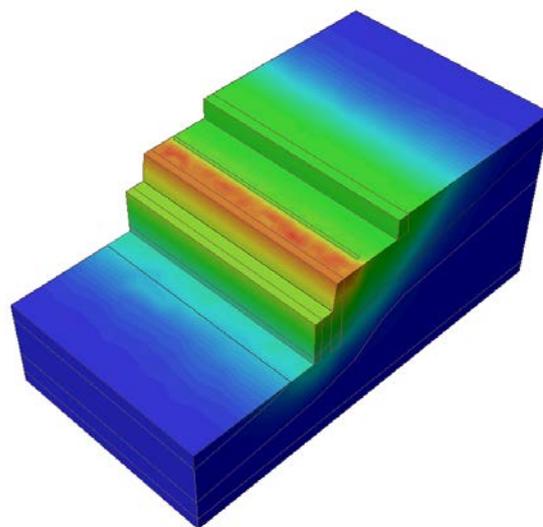


Figura 4.30 - Superfície de deslizamento - FS = 1.5

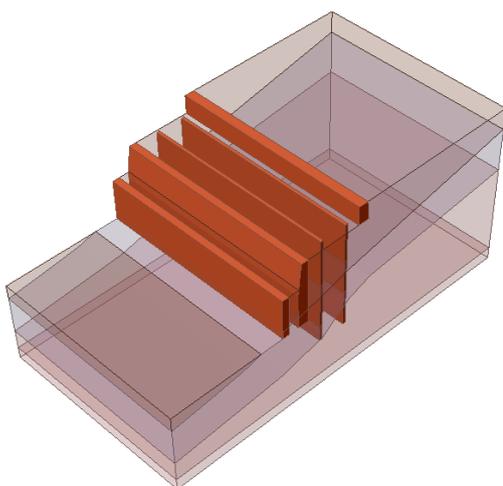


Figura 4.31 - 2 paredes contínuas

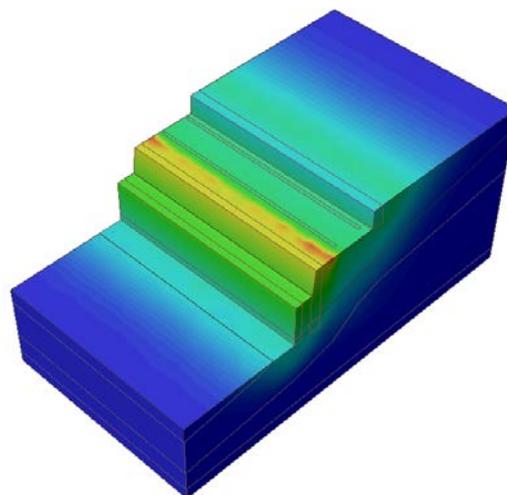


Figura 4.32 - Superfície de deslizamento - FS = 1.7

#### 4.6.3 Reforço em caixões

Por último, foram analisados casos de reforço mais próximos do utilizado em obra e designados neste estudo por reforços em caixões. No primeiro caso considerou-se que o reforço consistia em 6 caixões formados por estacas, com dimensões de 10m por 5.5m, afastados de 7m, como mostra a Figura 4.33. Para este caso foi obtido um fator de segurança de 1.8, verificando-se uma superfície de deslizamento pequena e próxima do muro da plataforma inferior como se pode constatar pela Figura 4.34.

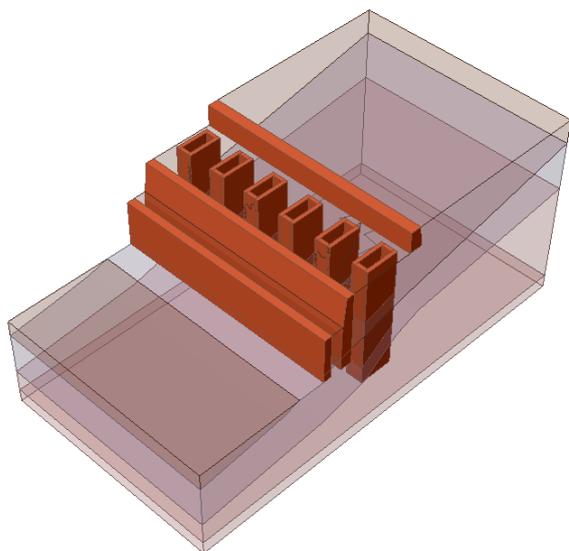


Figura 4.33 - 6 caixões

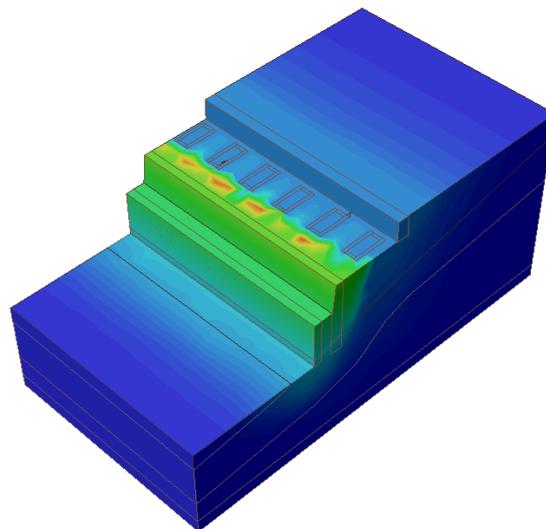


Figura 4.34 - Superfície de deslizamento - FS = 1.8

No segundo caso aumentou-se para 8 caixões, similares aos anteriores, mas com um afastamento de apenas 3m, como mostra a Figura 4.35. Com o aumento do número de caixões verificou-se também um aumento do FS que passou para 1.9. À semelhança do caso anterior observou-se também uma superfície de rotura muito limitada à zona à frente do reforço como evidencia a Figura 4.36.

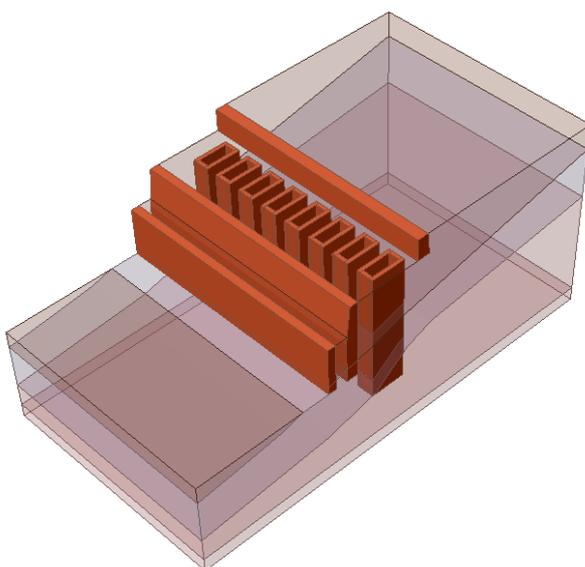


Figura 4.35 - 8 caixões

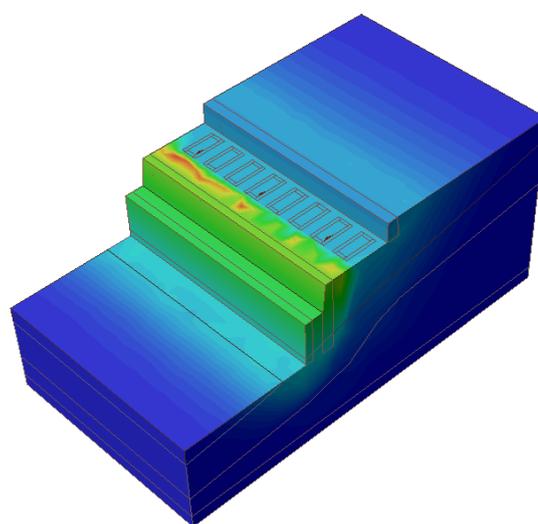


Figura 4.36 - Superfície de deslizamento - FS = 1.9

No último caso foi analisada uma estrutura de reforço similar à proposta pela empresa JETs<sub>i</sub>, com vista em estabelecer uma referência de comparação para todas as outras estruturas de reforço. Foram então posicionados 16 caixões em contínuo, formando assim os dois

alinhamentos de estacas e os contrafortes a ligar as duas paredes de estacas. Para este caso obteve-se o fator de segurança de 2.0, o maior observado em todos os casos analisados. Também neste caso constatou-se que a superfície de rotura é reduzida e confinada à zona frontal do talude onde não se colocaram reforços.

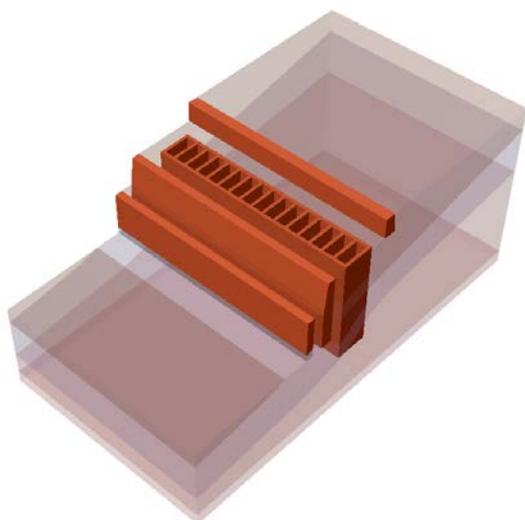


Figura 4.37 - Reforço utilizado pela empresa JETsj.

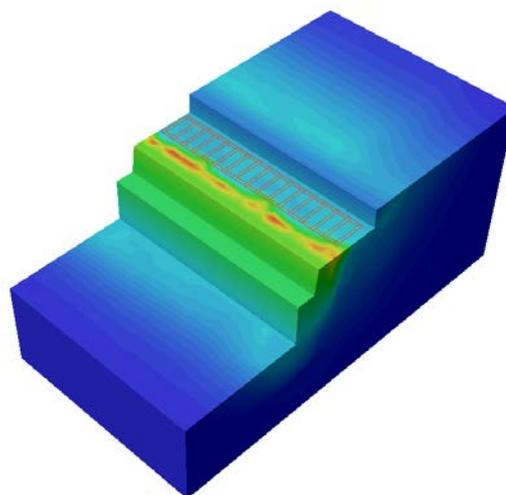


Figura 4.38 - Superfície de deslizamento - FS = 2.0

#### 4.6.4 Discussão de resultados

Nesta secção efetua-se um estudo comparativo entre as várias soluções de estabilização apresentadas, tendo por base os FS obtidos nos diversos cálculos e que se encontram sintetizados na Tabela 4.6. Tendo por base a situação inicial, verifica-se que todas as soluções apresentadas contribuem para uma melhoria da estabilidade do talude. Pela análise das soluções pontuais verifica-se que com este tipo de reforços não se consegue atingir um nível de segurança aceitável, sendo que mesmo que se introduzam elementos com uma rigidez considerável no maciço o máximo FS que se obteve foi de 1.5. Verificou-se, no entanto, que a colocação dos reforços, especialmente a meio do patamar inferior, restringia consideravelmente a massa de solo afetada pelo deslizamento, sendo possível evitar que esta se propagasse ao patamar superior. Ainda assim concluiu-se que este tipo de soluções pontuais não tem um grande desempenho neste caso pois permitem que o solo continue a fluir por entre os reforços. Relativamente à análise do reforço contínuo, verificou-se que a colocação de uma parede contínua por si só, aumenta a estabilidade, mas também não garante a segurança. Também neste caso verifica-se que a colocação da parede mais próxima do muro do patamar inferior é benéfica pois a massa de solo instabilizada diminui. Como seria expectável o melhor resultado é alcançado quando duas paredes contínuas são utilizadas, tendo-se para esse caso um FS de 1.7 que já se pode considerar aceitável. Comparando com os resultados obtidos com os reforços pontuais pode concluir-se que o reforço contínuo só é verdadeiramente mais eficaz quando se

utiliza uma parede próxima do muro do patamar inferior ou, mais evidente ainda, quando se utilizam as duas paredes em vez de 2 alinhamentos, mesmo desalinhados, de painéis de estacas pontuais. No caso dos reforços em caixão verificou-se um aumento substancial da segurança do talude com o FS a ser no mínimo 1.8 quando apenas 6 caixões foram considerados. Naturalmente que o maior número de caixões se traduziu num aumento do FS, tendo-se para a situação contínua, similar à adotada em obra, um FS de 2.0. Também se verificou que a colocação dos caixões restringia consideravelmente a massa de solo instável que se limitava à zona frontal do talude junto ao muro do patamar inferior.

Tabela 4.6 – Resumo dos FS obtidos para as diversas opções de reforço analisadas

Reforço	FS
<b>Reforço Pontual</b>	
8 painéis de estacas pontuais	1,3
16 painéis de estacas pontuais em dois alinhamentos desencontrados	1,4
9 painéis de estacas pontuais colocados perpendicularmente aos muros	1,3
17 painéis de estacas pontuais colocados perpendicularmente aos muros	1,5
<b>Reforço contínuo</b>	
Parede contínua junto ao patamar superior	1,3
Parede contínua a meio do patamar inferior	1,5
2 paredes contínuas	1,7
<b>Reforço em caixões</b>	
6 caixões	1,8
8 caixões	1,9
Reforço utilizado pela empresa JETSJ	2,0

Do exposto conclui-se que a solução utilizada em obra é efetivamente a mais segura, na medida em que se obteve para ela o maior FS. No entanto, atendendo a todos os resultados das análises numéricas efetuadas, e procurando otimizar os custos sem comprometer a segurança, pode dizer-se que a solução composta por 6 caixões (Figura 4.39) é uma boa alternativa, pois apesar do menor FS (1.8), confere ao maciço uma maior rigidez capaz de se opor aos movimentos do talude, e tem um custo consideravelmente inferior pois reduz-se em 90 (38%) o número de estacas a executar.

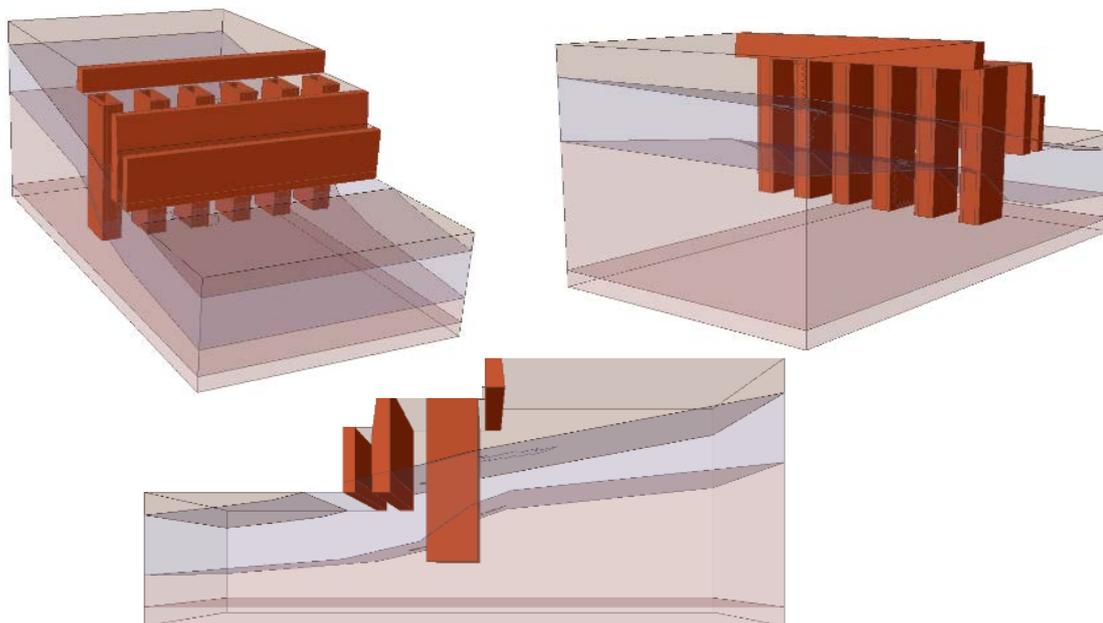


Figura 4.39 – Solução alternativa à proposta pela empresa JET<sub>SL</sub>.

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 5.1 Conclusões

A presente dissertação foi realizada com o principal intuito de aplicar os conhecimentos obtidos ao longo de toda a formação académica, em particular na área de especialização de geotecnia, ao caso de estabilização de taludes em meios urbanos. Tendo por base o trabalho apresentado nesta dissertação, pode considerar-se que os objetivos propostos foram cumpridos, uma vez que se aplicaram os conhecimentos teóricos adquiridos a um caso real de estudo, neste caso o Miradouro de São Pedro de Alcântara em Lisboa.

De forma a criar uma base sólida de conhecimentos teóricos, efetuou-se inicialmente uma revisão bibliográfica sobre os aspetos mais importantes a considerar na análise da estabilidade de taludes, particularmente os fatores que geralmente induzem ou potenciam o risco de instabilidade. Da revisão efetuada constatou-se que a instabilidade de taludes é controlada por um conjunto de eventos complexos, devendo sempre ser efetuada uma prospeção e análise adequada tendo em vista a escolha das melhores soluções para garantir a segurança em cada situação, visto que, as consequências inerentes à instabilidade de taludes em zonas urbanas, como o que é apresentado no caso de estudo, podem levar a danos com elevado prejuízo. Indiscutivelmente uma das formas de efetuar um controlo de locais de potencial risco e assim tomar medidas mitigadoras em tempo útil é realizar frequentemente campanhas de monitorização e cada vez mais ter uma preocupação com o ordenamento do território.

De forma a perceber quais as causas e os mecanismos que levaram o talude e os muros de suporte do Miradouro de São Pedro de Alcântara a apresentarem patologias que indiciavam a sua pré-rotura foram analisados diversos documentos técnicos, onde se incluem os relatórios com os resultados da campanha de monitorização topográfica e dos inclinómetros implementados no local e os resultados da prospeção efetuada que permitiram definir o modelo geológico e caracterizar as formações existentes. Foi igualmente dado destaque à solução implementada no local que permitiu, de acordo com os dados da monitorização, restabelecer as condições de segurança do local. Esta consistiu na construção de duas cortinas contínuas de

estacas que se encontram solidarizadas por contrafortes também eles construídos em estacas que formavam estruturas similares a caixões colocados em contínuo.

Por forma a avaliar as condições do talude e a estudar soluções alternativas para o seu reforço foi efetuado a partir de um modelo tridimensional um estudo de retroanálise com vista a calibrar o modelo, nomeadamente os parâmetros geotécnicos resistentes. Os resultados obtidos permitiram concluir que a zona geológica ZG3, não interfere significativamente com a perda de estabilidade do miradouro, sendo a zona geológica ZG2 a mais relevante. A fim de avaliar as simplificações associadas às incertezas da geometria do muro da plataforma inferior, foram efetuadas análises onde se concluiu que as incertezas existentes não condicionam significativamente a superfície de deslizamento nem o fator de segurança. Relativamente às condições fronteiriças do modelo efetuou-se igualmente um estudo que permitiu concluir que embora existam na realidade algumas restrições laterais, os resultados dos inclinómetros assim o demonstram, a forma mais adequada de efetuar a modelação corresponde a não considerar qualquer restrição lateral o que corresponderia no fundo a uma análise 2D em estado plano de deformação se não fosse o carácter pontual de alguns dos reforços analisados. O bom ajuste numérico aos resultados qualitativos dos inclinómetros permitiu concluir acerca da muito boa adequabilidade do modelo para simular o caso real.

Quanto à avaliação das soluções de reforço foram analisados três grupos, reforços pontuais, contínuos e em caixões. Dos resultados verificou-se que todas as soluções analisadas aumentaram o fator de segurança da encosta, embora algumas das estruturas de reforço devam ser consideradas insuficientes já que o aumento verificado no fator de segurança não é suficiente para se garantir a segurança do talude. A avaliação efetuada permitiu também concluir que uma estrutura de reforço colocada mais próxima do muro da plataforma inferior tinha mais impacto pois interferiria mais diretamente na superfície de deslizamento, limitando-a. Por comparação, conclui-se que os reforços em caixão, devido à sua robustez, conferem uma maior estabilidade ao talude e por consequência originam fatores de segurança mais elevados, sendo que a solução em caixões contínuos adotada em obra é a que corresponde ao maior nível de segurança. Perante as soluções alternativas estudadas para garantir a estabilidade da encosta, considera-se, no entanto, que não seria talvez necessário executar uma solução de caixões contínuos já que se verificou que uma solução com apenas 6 caixões tinha um bom desempenho e sendo obviamente menos dispendiosa.

## **5.2 Desenvolvimentos futuros**

A necessidade de intervir e estabilizar o Miradouro de São Pedro de Alcântara em Lisboa foi detetada a tempo útil por intermédio de uma campanha de monitorização. No entanto, existem bastantes áreas em condições similares que não são monitorizadas e que apresentam os mesmos problemas devendo por isso serem estudadas de forma mais extensa e aprofundada. Ainda dentro deste caso apresentam-se as seguintes propostas que podem ser tratados em desenvolvimentos futuros:

- Realização de uma análise considerando também as ações dinâmicas de acordo com o EC8.
- Avaliar o muro de suporte da plataforma inferior e o da Travessa Fala-Só que suscitam muitas dúvidas quanto as suas dimensões, como ao seu estado de conservação.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Anon., (2015). *Cecep*. [Online] Available at: <http://www.cecep.cn/g5425/s10750/t34854.aspx>  
[Acedido em 11-11-2019].
- Bauer, (2017). *Bauer Jet Grouting – Bauer Maschinen GmbH 3/2017*
- Bowles, J. E. (1982) *Propiedades Geofísicas de los Suelos*
- Brito, J. (1999) - *Mestrado avançado em construções e reabilitação - Micro-Estacas*. Instituto Superior Técnico - Universidade de Lisboa.
- Brito, J. (2001) – *Mestrado avançado em construções e reabilitação - Pregagens*. Instituto Superior Técnico - Universidade de Lisboa.
- Bromhead, E. N. (1986). “The Stability Of Slopes: A Study Of Slope”. Surrey University Press USA: Chapman And Hall, NY.
- Brooks, H. & Nielsen, J. (2010) *Basics of Retaining Wall Design*. HBA Publication, 11.
- Budhu, M., 2010. *Soil Mechanics And Foundation 3rd Edition*. U.S.A
- Burland, J., Chapman, T., Skinner, H. D. & Brown , M., (2012). *Manual of Geotechnical Engineering Volume 2:*.
- Carreto, J. M. R. (1999). *Jet Grouting: A Problemática do Dimensionamento e Controlo da Qualidade*. Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Mecânica dos Solos, FCT/UNL. Lisboa.
- Cype. Cype – *geradordeprecos*, [online] - [Acedido em 1-09-2019]  
[http://www.geradordeprecos.info/obra\\_nova/Fundacoes/Profundas/Estaca\\_barrete/CPZ010\\_Estaca\\_barrete\\_de\\_betao\\_armado\\_\\_sem.html](http://www.geradordeprecos.info/obra_nova/Fundacoes/Profundas/Estaca_barrete/CPZ010_Estaca_barrete_de_betao_armado__sem.html)
- Chowdlury, R & Flentje, P & Bhattacharya, G (2010). *Geotechnical Slope Analysis*. Taylor e Francis Grup, London, UK.
- Clayton, C. R., Woods, R. I., Bond, A. J. & Milititsky, J., 2013. *EARTH PRESSURE and EARTH-RETAINING STRUCTURES*. NW: CRC Press
- Coduto, D. P., Yeung, M.-c. R. & Kitch, W. A. (2011) *Geotechnical Engineering: Principles and Practices*.
- Caputo, H. P. (1923). *Mecânica Dos Solos e as Suas Aplicações*. 6ª Edição Rio de Janeiro: LTC - Livros Técnicos e Científicos Editora, 1987.
- Carvalho, N. A. (2017). *Soluções de estabilização de taludes em meio urbano*: Instituto Superior Técnico– Universidade de Lisboa. Tese de Mestrado
- Coppin, N. J. & Richards, I. G., 2007. *Use of Vegetation in Civil Engineering*. London: 2ª edição.

- Duncan, J. M. Wright, S. G. & Brandon, T. L. (2014) Soil Strength And Slope Stability. John Wiley & Sons
- Duncan, J. M., Fellow, ASCE (1996) State Of The Art: Limit Equilibrium And Finite – Element Analysis Of Slopes
- Fonseca, J. (2014) - Riscos Associados À Instabilidade De Taludes. Faculdade De Engenharia Da Universidade Do Porto.
- Geocontrolo – Geotecnia e Estruturas de Fundação S.A. (2016) Miradouro de S. Pedro de Alcântara – Prospecção Estrutural
- Geóide - Empresa de serviços topográficos, Lda. (2010) Sistema De Observação Geodésica no Miradouro S. Pedro De Alcântara. Relatório final
- George, T., 2010. Researchgate. [Online] - [Acedido em 5-11-2019] Available at: [https://www.researchgate.net/figure/Layered-marble-corresponding-to-the-blocky-rock-mass-type\\_fig2\\_225552483](https://www.researchgate.net/figure/Layered-marble-corresponding-to-the-blocky-rock-mass-type_fig2_225552483)
- Geotest, Consultores Geotécnicos e Estruturais (2012). Miradouro de S. Pedro de Alcântara – Lisboa. Leituras em Tubos Inclinométricos e Piezométricos. Relatório VIII
- Giani, G. P., (1992). Gian Paolo. Rock slope stability analysis. CRC Press.
- Guerra, N. (2008). Análise de Estruturas Geotécnicas. Instituto Superior Técnico.
- Hunt, R. E. (2005) Geotechnical Engineering Investigation Handbook. Crc Press.
- Ishibashi, I. & Hazarika, H. (2015) Soil Mechanics Fundamentals and Applications. CRC Press.
- Jamal, H., 2019. Types of Slopes | Natural, Artificial, Finite, Infinite. [Online] [Citação 1-09-2019] Available at: <https://www.aboutcivil.org/slope-types>.
- JBP, 2012. Slope Stabilization Anchor Work / Water Collection Well Construction for Landslide Prevention. [Online] [Acedido em 07 11 2019]. Available at: <https://www.bosai-jp.org/en/solution/detail/80/search>
- JETSj (2017) a). Memória Descritiva e Justificativa do Estudo Prévio referente a estabilização e reforço do Miradouro de S. Pedro de Alcântara
- JETSj (2017) b). Memória Descritiva e Justificativa do Projecto de Execução referente a estabilização e reforço do Miradouro de S. Pedro de Alcântara
- Kouretzis, G., (2018). Researchgate. [Online] [Acedido em 14-11-2019]. Available at: [https://www.researchgate.net/figure/Other-uses-of-piles-a-slope-stabilization-b-support-of-deep-excavations\\_fig86\\_323256947](https://www.researchgate.net/figure/Other-uses-of-piles-a-slope-stabilization-b-support-of-deep-excavations_fig86_323256947).
- Lucas, J. L. (2016) Soluções De Estabilização De Taludes Junto a Plataformas Ferroviárias Caso de Estudo: Estabilização De taludes Na Linha Do Oeste. Instituto Superior Técnico De Lisboa.
- Mariano, D. P. (2015) Efeitos Do Coberto Vegetal No Reforço E Na Proteção De Taludes Universidade Nova De Lisboa
- Mason, D., (2019). researchgate. [Online] [Acedido em 1-09-2019] Available at: [https://www.researchgate.net/figure/Examples-of-landslides-on-natural-slopes-A-Rock-slides-and-debris-avalanches\\_fig3\\_32148658](https://www.researchgate.net/figure/Examples-of-landslides-on-natural-slopes-A-Rock-slides-and-debris-avalanches_fig3_32148658)
- Matos Fernandes, M. (2011) Mecânica dos solos – Introdução À Engenharia Geotécnica.

- Volume II, Universidade do Porto, FEUP
- Modoni, G., Croce, P. & Flora, A., (2014). Jet Grouting : Technology, Design and Control. NW: CRC Press.
- Nikbakhtan, B., Pourrahimian , Y. & Aghababaei, H., (2007). Investigation Of Jet Grouting Effect On Slope Stability.
- Oliveira, N. (2010). Soluções para a Estabilização de Taludes em Linhas Férreas. Universidade do Porto.
- Pedro, A. & Almeida e Sousa, J. (2018) Apontamentos OEC-Esr. Avaliação de Segurança E Estruturas de suporte Rígidas. DEC-FCT Universidade de Coimbra
- Press, F., & Siever, R., & Grhotzinger, J., & Jordan, T. H. (2006) Para Entender A Terra 4ª Edição
- Pedro, A. M. G. (2013) Geotechnical investigation of Ivens shaft in Lisbon. PhD Thesis. Imperial College London, London, UK.
- Pinto, A. et al., (2018). Mitigação do risco de instabilização da encosta do miradouro de São Pedro de Alcântara em Lisboa. 16º Congresso Nacional de Geotecnia, Ponta Delgada, Açores.
- Sabatini, P., Pass, D. & Bachus, R., 1999. GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 4 - Ground Anchors and Anchored Systems. FHWA-IF-99-015 ed. Washington D.C: s.n.
- Sha, L., 2016. Analysis of slope instability factors and protection. International Journal of Multidisciplinary Research and Development, Volume 3, pp. 181-182.
- Shang, J. & Hencher, S. R.,( 2016). Springer (Rock Mechanics and Rock Engineering). [Online] [Acedido em 05-11-2019] Available at: <https://link.springer.com/article/10.1007/s00603-016-1041-x>.
- Silva, J. P. M Os Métodos De Equilíbrio Limites E Dos Elementos Finitos Na Análise De Estabilidade De Taludes. Faculdade De Engenharia Do Porto. FEUP
- Terzaghi, K., Peck, R. B. & Mesri, G. (1996) Soil Mechanics in Engineering Practice. John Wiley & Sons.
- Varnes, D. J., 1978. Slope Movement and Types and Processes. In landslides: Analysis and Control, Transportation Research Board. Washington.: National Academy of Sciences.
- Wyllie, D. C. & Mah, C. W. (2004). Rock Slope Engineering. 4 Ed. Spon Press .